

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO



Casa abierta al tiempo

**CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PUENTES
CARRETEROS TÍPICOS DEL PACÍFICO
MEXICANO**

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A
Ing. IVÁN SORIA RODRIGUEZ

DIRECTOR DE TESIS: DRA. CONSUELO GÓMEZ SOBERÓN

MÉXICO, D.F.

MARZO 2011

**CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PUENTES CARRETEROS TÍPICOS
DEL PACÍFICO MEXICANO**

IVÁN SORIA RODRÍGUEZ

A MIS PADRES: GUADALUPE Y FELIPE.

A MIS HERMANAS: PILAR, GUADALUPE Y REGINA.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|-----------|
| ÍNDICE GENERAL | ii |
| ÍNDICE DE FIGURAS | iv |
| ÍNDICE DE TABLAS | viii |
| CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 ANTECEDENTES | 1 |
| 1.1.1 Sismo de Loma Prieta | 1 |
| 1.1.2 Sismo de Northridge..... | 3 |
| 1.1.3 Sismo de Kobe | 5 |
| 1.1.4 Sismos en México | 8 |
| 1.2 OBJETIVOS DE LA TESIS | 9 |
| 1.3 RESUMEN DE LA TESIS..... | 10 |
| CAPÍTULO 2. VULNERABILIDAD Y DAÑO SÍSMICO..... | 11 |
| 2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA..... | 11 |
| 2.1.1 Definiciones..... | 11 |
| 2.1.2 Métodos de análisis para la vulnerabilidad sísmica | 13 |
| 2.2. DAÑO SÍSMICO | 13 |
| 2.2.1 Introducción | 13 |
| 2.2.2 Estados de daño | 14 |
| 2.2.3 Índices de daño | 16 |
| 2.2.4 Relación entre Estados de Daño e Índices de daño | 24 |
| CAPÍTULO 3. LA ACCIÓN SÍSMICA | 26 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN..... | 26 |
| 3.2 SISMICIDAD EN EL PACÍFICO MEXICANO | 27 |
| 3.3 ACELEROGRAMAS | 29 |
| 3.4 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS..... | 31 |
| 3.4.1 Técnicas de obtención de acelerogramas sintéticos..... | 31 |
| 3.4.2 Acelerogramas para el análisis..... | 37 |
| 3.5 PROGRAMA SIMQKE | 41 |
| CAPÍTULO 4. CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO | 48 |
| 4.1 INTRODUCCIÓN | 48 |
| 4.2 METODOS DE ELEBORACIÓN | 49 |

| | |
|---|-----------|
| 4.2.1. Métodos basados en la opinión de expertos | 49 |
| 4.2.2. Métodos empíricos | 50 |
| 4.2.3. Métodos analíticos | 53 |
| 4.3. METODOLOGÍA USADA PARA EL ANÁLISIS..... | 55 |
| 4.3.1 Selección del modelo estructural..... | 55 |
| 4.3.2 Selección del indicador de la acción sísmica | 61 |
| 4.3.3 Generación de acelerogramas sintéticos. | 61 |
| 4.3.4 Selección y simulación de los parámetros estructurales | 61 |
| CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL Y RESULTADOS | 66 |
| 5.1 INTRODUCCIÓN..... | 66 |
| 5.2 MODELADO DEL PUENTE MOTÍN DE ORO | 67 |
| 5.2.1 Modelo del puente en el SAP 2000 v14 | 67 |
| 5.2.2 Modelo del puente en Ruaumoko 3D | 71 |
| 5.3 ANÁLISIS NO LINEAL | 77 |
| 5.3 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD Y PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE | 84 |
| 5.3.2 Distribución Uniforme..... | 84 |
| 5.3.1 Distribución Normal o Gaussiana..... | 85 |
| 5.3.3 Distribución Lognormal | 86 |
| 5.3.4 Distribución Beta..... | 87 |
| 5.3.5 Distribución Gama..... | 88 |
| 5.3.6 Distribución Weibull..... | 89 |
| 5.3.7 Pruebas de bondad de ajuste..... | 89 |
| 5.3.8 Ajuste de las variables a las funciones | 90 |
| 5.4 CURVAS DE FRAGILIDAD..... | 95 |
| 5.4.1 Probabilidad de daño en cada elemento ante un sismo..... | 95 |
| 5.4.2 Probabilidad de daño en cada sismo para cada elemento | 96 |
| 5.5 PUENTE “SIN NOMBRE” | 100 |
| 5.5.1 Modelo en el SAP 2000 | 100 |
| 5.5.2 Modelos en Ruaumoko 3D..... | 103 |
| 5.5.3 Análisis y diseño de las curvas de fragilidad..... | 104 |
| 5.5 CURVAS DE FRAGILIDAD GLOBALES..... | 112 |
| CONCLUSIONES | 116 |
| REFERENCIAS..... | 120 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 Falla de la columna de soporte y colapso de la cubierta superior de la estructura “Cypress Viaduct” (Foto: H.G. Wilshire, U.S. Geological Survey)..... | 2 |
| Figura 1.2 Daños en puentes durante el sismo de Northridge de 1994 (Foto: U.S. Geological Survey)..... | 4 |
| Figura 1.3 Tipos de puentes dañados durante el sismo de Northridge de 1994..... | 5 |
| Figura 1.4 Tramo de falla del Hanshin Expressway. Las porciones más dañadas del expressway tenían una cubierta de concreto, las que menos se dañaron tenían una superestructura de concreto (Foto: U.S. Geological Survey)..... | 7 |
| Figura 1.5 a) Falla de los apoyos del puente de arco en el Wangan Expressway. b) Falla de las pilas de bajo del Puente Great Nishinomiya, al menos seis pilas tipo muro fueron severamente dañadas. (Fotos: U.S. Geological Survey). | 7 |
| Figura 1.6 a) Colapso del Hospital General y b) Colapso de los pisos superiores del edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Fotos: U. S. Geological Survey Photographic Library) 9 | |
| Figura 2.1 Parámetros de índice de daño de ductilidad. | 18 |
| Figura 2.2 Diagrama Momento-Curvatura para la definición de degradación de la rigidez..... | 19 |
| Figura 2.3 Parámetros del modelo de Chung <i>et al.</i> (1987). | 21 |
| Figura 3.1 Mapa donde se muestran las placas tectónicas y su dirección de movimiento (kalipedia, 2011). | 27 |
| Figura 3.2 Epicentros de sismos ocurridos en México (Servicio Sismológico Nacional). | 28 |
| Figura 3.3 Logaritmo de sismos anuales vs magnitud (Servicio Sismológico Nacional). | 29 |
| Figura 3.4 b) Funciones de intensidad que definen el carácter transitorio de los sismos en el programa SIMQKE. | 34 |
| Figura 3.5 Ubicación del puente Motín de Oro y de las estaciones cercanas (<i>Google Earth, 2010</i>).38 | |
| Figura 3.6 Registros de las estaciones de Caleta de campos (a), SICARTSA L. C. (b), Termoeléctrica de Manzanillo (c) y Colima II (d). | 40 |
| Figura 3.7 Registros seleccionados para la generación de los acelerogramas artificiales..... | 41 |
| Figura 3.8 Espectros de respuesta de los acelerogramas de la figura 3.8. | 41 |
| Figura 3.9 Función envolvente trapezoidal (<i>Manual SIMQKE, 2002</i>) 42 | |
| Figura 3.10 Parámetros del registro del 11 de enero de 1997 para definir la función envolvente trapezoidal. | 43 |
| Figura 3.11 Espectro objetivo y ajustado del programa SIMQKE con el acelerograma sintético..... 44 | |
| Figura 3.12 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 1)..... 46 | |
| Figura 3.13 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 2)..... 46 | |
| Figura 3.14 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 3)..... 47 | |

| | |
|--|----|
| Figura 3.15 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 4)..... | 47 |
| Figura 4.1 Curvas de fragilidad obtenidas mediante opinión de expertos para un edificio de mampostería (Bonett R. 2003)..... | 50 |
| Figura 4.2 Descripción de los estados de daño para las columnas del Hanshin Expressway Corporation's Bridge (<i>M. Shinozuka et al., 2001</i>)..... | 52 |
| Figura 4.3 Curvas de fragilidad para puentes del HEPC's (<i>Shinozuka et al., 2003</i>)..... | 52 |
| Figura 4.4 Conversión de la curva pushover al espectro de capacidad (Dutta, 1999)..... | 54 |
| Figura 4.5 Metodología para la generación de curvas de fragilidad (<i>Bonett Díaz, 2005</i>)..... | 56 |
| Figura 4.6 Puentes en la red carretera nacional hasta el año 2007 (<i>Frias, 2007</i>) | 57 |
| Figura 4.7 Puente Motín de Oro (<i>J. M. Jara et al., 2009</i>)..... | 58 |
| Figura 4.8 Sección transversal de la superestructura del puente Motín de Oro (unidades en cm) . | 58 |
| Figura 4.9 Elevación longitudinal del Puente Motín de Oro, <i>Jara et al., 2009</i> (unidades en m) | 58 |
| Figura 4.10 Sección transversal del puente (unidades en cm). | 59 |
| Figura 4.11 Sección transversal de la viga ASSTHO tipo III (unidades en cm). | 59 |
| Figura 4.12 Sección y dimensiones de la viga cabezal en la cual se apoyan las vigas AASTHO (unidades en cm)..... | 60 |
| Figura 4.13 Elevación longitudinal del puente (unidades en m)..... | 60 |
| Figura 5.1 Modelo en el SAP 2000 del puente Motín de Oro. | 67 |
| Figura 5.2 Sección transversal de la superestructura y sus propiedades. | 68 |
| Figura 5.3 Sección transversal de la pila tipo muro y sus propiedades. | 68 |
| Figura 5.4 Diagramas de interacción y momento curvatura de la pila en sus dos direcciones principales. | 69 |
| Figura 5.5 Modelo sin deformar y primeras dos formas modales de la estructura. | 70 |
| Figura 5.6 Historia de desplazamiento del nodo 54, en el extremo superior de la pila intermedia. | 70 |
| Figura 5.7 Modelo del puente Motín de Oro en el Ruaumoko..... | 71 |
| Figura 5.8 Elemento Giberson un componente (Carr, A. 2003) | 71 |
| Figura 5.9 Diagramas de interacción para elementos viga-columna de concreto reforzado..... | 72 |
| Figura 5.10 Perfiles de deflexión de la estructura para de rotación plástica θ | 73 |
| Figura 5.11 Rigidez elasto-plástica con y sin endurecimiento por deformación | 74 |
| Figura 5.12 Modelo Ramberg-Osgood (Carr, A. 2003)..... | 75 |
| Figura 5.13 Modelo histerético de Takeda de 1970 (Carr, A. 2003)..... | 75 |
| Figura 5.14 Modos de vibrar del puente Motín de Oro, Ruaumoko 3D. | 76 |
| Figura 5.15 Desplazamientos del análisis elástico en el nodo No 9..... | 76 |
| Figura 5.16 Histogramas de las tres pilas para el sismo 1, índice de Park y Ang. | 80 |
| Figura 5.17 Histogramas de las tres pilas para el sismo 2, índice de Park y Ang. | 81 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.18 Histogramas de las tres pilas para el sismo 3, índice de Park y Ang. | 82 |
| Figura 5.19 Histogramas de las tres pilas para el sismo 4, índice de Park y Ang. | 83 |
| Figura 5.20 Distribución Uniforme (<i>Canavos 1988</i>). | 84 |
| Figura 5.21 Función de distribución Normal (<i>Canavos 1988</i>). | 85 |
| Figura 5.22 Gráfica de la distribución Lognormal para distintos valores de ζ con media igual a 1.. | 86 |
| Figura 5.23 Graficas de la función de densidad Beta para distintos valores de α y β | 87 |
| Figura 5.24 Graficas de la función de distribución de Gama para distintos valores de α y β | 88 |
| Figura 5.25 Gráficas de la función de densidad de Weibull para distintos valores de α y θ | 89 |
| Figura 5.26 Estadístico de la prueba de Kolmogorov-Smirnov. | 91 |
| Figura 5.27 Funciones de distribución en el programa Statgraphics v5.0. | 91 |
| Figura 5.28 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 1 (11-ene-1997). | 95 |
| Figura 5.29 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 2 (19-sep-1985). | 95 |
| Figura 5.30 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 3 (30-abr-1986). | 96 |
| Figura 5.31 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 4 (12-oct-1995). | 96 |
| Figura 5.32 Curvas de fragilidad para la pila 10 ante los cuatro sismos. | 97 |
| Figura 5.33 Curvas de fragilidad para la pila 10 ante los tres sismos seleccionados. | 97 |
| Figura 5.34 Curvas de fragilidad para la pila 11 ante los cuatro sismos. | 98 |
| Figura 5.35 Curvas de fragilidad para la pila 11 ante los tres sismos seleccionados. | 98 |
| Figura 5.36 Curvas de fragilidad para la pila 12 ante los cuatro sismos. | 99 |
| Figura 5.37 Curvas de fragilidad para la pila 12 ante los tres sismos seleccionados. | 99 |
| Figura 5.38. Modelo en el SAP 2000 del puente "Sin nombre". | 100 |
| Figura 5.39. Sección transversal de la superestructura y sus propiedades. | 100 |
| Figura 5.40. Sección transversal de la pila circular y sus propiedades. | 101 |
| Figura 5.41 Diagrama de interacción de la pila del puente "Sin nombre". | 101 |
| Figura 5.42 Diagrama momento curvatura de la pila del puente sin nombre. | 102 |
| Figura 5.43 Modos de vibrar del puente Modo 1 longitudinal y Modo 2 transversal. | 102 |
| Figura 5.44. Historia de desplazamientos del nodo 2066 del puente "Sin nombre". | 102 |
| Figura 5.45 Modelo del puente "Sin nombre" en el Ruaumoko. | 103 |
| Figura 5.46 Formas modales del puente "Sin nombre" | 103 |
| Figura 5.47 Desplazamientos del análisis tiempo historia en el nodo No 130 | 104 |
| Figura 5.48 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 1 (396 gal). | 106 |
| Figura 5.49 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 2 (140 gal). | 106 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.50 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 4 (69.19 gal). | 106 |
| Figura 5.51 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 4, sin considerar los índices de daño menores a 0.1. | 107 |
| Figura 5.52 Ubicación de las pilas mencionadas en el puente "Sin nombre" | 107 |
| Figura 5.53 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 1 | 108 |
| Figura 5.54 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 2 | 108 |
| Figura 5.55 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 3 | 108 |
| Figura 5.56 Curvas de fragilidad de cada una de las pilas ante el sismo 1 (Acel = 396 gal)..... | 109 |
| Figura 5.57 Vista superior en planta del puente "Sin nombre". | 109 |
| Figura 5.58 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 1 (Acel = 396 gal) | 110 |
| Figura 5.59 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 2 (Acel = 140 gal) | 110 |
| Figura 5.60 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 4 (Acel = 226 gal) | 111 |
| Figura 5.61 Curvas de fragilidad de las pilas centrales ante los tres escenarios sísmicos. | 111 |
| Figura 5.62 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 1..... | 113 |
| Figura 5.63 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 2..... | 114 |
| Figura 5.64 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 4..... | 115 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1.1 Número de puentes dañados en cada condado por el sismo de Loma Prieta..... | 2 |
| Tabla 1.2 Descripción del daño de los puentes que colapsaron durante el sismo de Loma Prieta en 1989 (<i>Basöz y Kiremidjian, 1998</i>)..... | 3 |
| Tabla 1.3 Puentes dañados en cada condado por el sismo de Northridge (<i>Basöz y Kiremidjian, 1998</i>). | 4 |
| Tabla 1.4 Descripción del daño de algunos puentes durante el sismo de Northridge en 1994 | 6 |
| (<i>Basöz y Kiremidjian, 1998</i>). | 6 |
| Tabla 1.5 Porcentajes de daños en puentes durante el sismo de Kobe en 1995. | 8 |
| Tabla 2.1. Tipos de experimentos para la predicción de daño (<i>Gómez, 2002</i>)..... | 12 |
| Tabla 2.2 Estados de daño propuesto por Wen <i>et al.</i> , (1988) | 14 |
| Tabla 2.3 Estados de daños propuestos por Bracci en 1989. | 15 |
| Tabla 2.4 Estados de daño cualitativos para puentes (<i>Basöz, 1998</i>). | 15 |
| Tabla 2.5 Tabla de clasificación de daño para puentes SED (2007)..... | 17 |
| Tabla 2.6 Clasificación propuesta por Park <i>et al.</i> 1987..... | 24 |
| Tabla 2.7 Clasificación propuesta por Bracci <i>et al.</i> | 25 |
| Tabla 3.1 Ubicación de las estaciones y distancia ente el puente y la estación. | 39 |
| Tabla 3.2 Acelerogramas representativos de cada estación. | 39 |
| Tabla 3.3 Parámetros de las envolventes trapezoidales de los sismos base..... | 43 |
| Tabla 3.4 Sismos seleccionados con tres simulaciones del programa SIMQKE..... | 45 |
| Tabla 4.1 Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño ATC (1985) | 50 |
| Tabla 4.2 Características de las variables aleatorias de entrada. | 63 |
| Tabla 4.3 Simulación de algunos parámetros de las variables aleatorias utilizadas para el análisis.65 | |
| Tabla 5.1 parámetros de los diagramas interacción..... | 72 |
| Tabla 5.2 Parámetros tomados para determinar la ductilidad de las pilas | 74 |
| Tabla 5.3 Valores obtenidos mediante el análisis de los índices de daño. | 78 |
| Tabla 5.4 Frecuencias obtenidas en el análisis del elemento 10 en el sismo del 11 de enero de 1995..... | 79 |
| Tabla 5.5. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 10 del puente Motín de Oro. | 92 |
| Tabla 5.6. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 11 del puente Motín de Oro..... | 93 |
| Tabla 5.7. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 12 del puente Motín de Oro..... | 94 |
| Tabla 5.8 Probabilidades de daño del elemento No 10..... | 97 |
| Tabla 5.9 Probabilidades de daño del elemento No 11..... | 98 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5.10 Probabilidades de daño del elemento No 12 | 99 |
| Tabla 5.11 Valores de los índices de daño para las primeras 25 simulaciones del sismo 1. | 105 |
| Tabla 5.12 Probabilidad de daño de las pilas centrales. | 111 |
| Tabla 5.13 Primeros 15 índices de daño globales obtenidos de cada puente ante los tres escenarios sísmicos | 112 |
| Tabla 5.14 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 1 (396 gal). | 113 |
| Tabla 5.15 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 2 (140 gal). | 114 |
| Tabla 5.16 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 4 (226 gal). | 115 |

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Los puentes son necesarios para el bienestar del público en general, específicamente para actividades comerciales, industriales y culturales, y también facilitan la trasportación de vehículos de rescate y equipos médicos. El daño sísmico generado en recientes décadas ha revelado que los puentes son los componentes más vulnerables de los sistemas de transporte. Las consecuencias de estos daños pueden incluir interrupciones significativas a las redes de transporte, ocasionando grandes pérdidas, tanto económicas como vitales. Es por estas razones que es importante que este tipo de sistemas permanezcan en su estado operacional o que su función sea reparada lo más pronto posible, ante desastres naturales o hechos por el hombre (*Shinozuka et al., 2003*).

Los daños se deben a la conjunción de muchos factores, aunque en muchas ocasiones corresponden al comportamiento de las tipologías (o configuraciones) estructurales y a la acción sísmica pasada, por lo que en las siguientes secciones se describen brevemente daños ocurridos en puentes carreteros por terremotos importantes. Sólo se destacan los últimos sismos que produjeron daños de consideración en puentes.

1.1.1 Sismo de Loma Prieta

El sismo de Loma Prieta ocurrió el 17 de octubre de 1989. Tuvo una magnitud de momento, M_w de 6.9 y una magnitud de ondas superficiales, M_s de 7.1, la duración de la fase intensa fue de 15 segundos, la aceleración máxima cerca de la fuente fue de 0.64 g y la profundidad focal fue de 18 km. Este ha sido el sismo más severo en California desde el sismo de Kern Country en 1952 (*vibrationdata, 1999*).

El sismo causó daño en toda el área de la Bahía de San Francisco, el número de muertos fue de 62 y cerca de 3 757 personas resultaron heridas. El costo reportado fue de 6 000 a 8 000 millones de dólares. En el sistema de transportes se produjo el colapso de tres puentes importantes, entre ellos llamo la atención la falla del viaducto “Cypress Viaduct” (figura 1.1), el cual fue planteado como parte de la autopista de Nimitz en Oakland con dos cubiertas de tránsito. La consecuencia del colapso de este puente fue de 42 muertes y grandes pérdidas económicas, de las cuales las reparaciones tan solo para estos tres puentes fueron de \$250 millones.



Figura 1.1 Falla de la columna de soporte y colapso de la cubierta superior de la estructura “Cypress Viaduct”
(Foto: H.G. Wilshire, U.S. Geological Survey)

El costo de los daños en los sistemas de transporte fue de 1 800 millones de dólares. Los daños en viaductos estatales totalizaron alrededor de 200 millones de dólares y el daño a otros puentes estatales fue alrededor de 100 millones de dólares, en su mayoría registrados en puentes que estaban localizados en suelo blando.

Los puentes afectados por el sismo de Loma Prieta son resumidos en la tabla 1.1, la cual muestra los doce condados abarcados por el área de la Bahía de San Francisco. En la tabla 1.2 se indican con detalle las características de los tres puentes importantes con colapso (*Basöz y Kiremidjian, 1998*).

En estudios estadísticos se muestra que la mayoría de los puentes afectados por el sismo de Loma Prieta eran estructuras de concreto reforzado, de las cuales el 75% fueron construidas antes de 1971. También, 3.6% de todos los puentes de Loma Prieta reportaron algún grado de daño, 82% eran de concreto reforzado y 80% fueron construidos antes de 1971 (*Gómez, 2002*).

Tabla 1.1 Número de puentes dañados en cada condado por el sismo de Loma Prieta
(*Basöz y Kiremidjian, 1998*).

| Condado | No total de puentes | No de puentes dañados |
|---------------|---------------------|-----------------------|
| Alameda | 805 | 10 |
| Contra Costa | 558 | 10 |
| Marin | 207 | 2 |
| Monterey | 354 | 0 |
| Napa | 154 | 0 |
| San Benito | 67 | 3 |
| Santa Clara | 959 | 13 |
| Santa Cruz | 191 | 20 |
| San Francisco | 150 | 5 |
| San Mateo | 378 | 11 |
| Solano | 344 | 2 |
| Sonoma | 568 | 0 |
| Total | 4 785 | 76 |

Tabla 1.2 Descripción del daño de los puentes que colapsaron durante el sismo de Loma Prieta en 1989
(Basöz y Kiremidjian, 1998).

| Características | San Francisco-Oakland Bay Bridge | Cypress Street Viaduct | Struve Slough |
|--|---|---------------------------------|--|
| No. | 33 0025 | 33 0178 | 36 0088L/R |
| Ruta | I-80 | I-880 | SR-1 |
| No. de claros | 42 | 42 | 22 |
| Superestructura¹ | STL, STT | CB | CSC |
| Estribos² | N | B | A |
| Subestructura³ | H, N | H, I, J | I |
| Continuidad del claro | Discontinuo | Discontinuo | Continuo |
| Año de diseño | 1936 | 1957 | 1964 |
| Esviaje | 0 | Variable | 30 |
| Tipo de suelo⁴ | D | D | C |
| Rehabilitación⁵ | CR, 1962 | CR, 1977 | CR, 1984 |
| PGA (g) | 0.19 | 0.06-0.27 | 0.41 |
| Descripción del daño | Columnas agrietadas, falla de los claros, daño en los tornillos de conexión | Colapso de 48 pilas, Demolición | Colapso de la mayoría de la estructura. Demolición |
| Costo de reparación estimado (1989) | 7 033 600 | 250 484 000 | 6 335 400 |

¹ STL= Armadura de acero continua, STT= Armadura de acero, CB= Viga cajón de concreto y CSC=Losa de concreto continua

² N= Tipo muro, B= Apoyos, A= diafragma

³ H= columnas múltiples/arqueadas, J= columna simple/arqueado, I= pila arqueada, N= pilares muro

⁴ C= depósito aluvial más joven y más suave, D= barro de bahía

⁵ CR= Cables de restricción

1.1.2 Sismo de Northridge

El sismo de Northridge ocurrió el 17 de enero de 1994. Northridge está localizado 30 km del noroeste de los Ángeles, en los Estados Unidos. Este sismo tuvo una magnitud de momento de 6.9 y la duración fue alrededor de 10 a 20 segundos (*vibrationdata*, 1999).

El sismo de Northridge fue el peor sismo en los Ángeles desde el sismo de San Fernando en 1971, el cual tuvo una magnitud de 6.7. El movimiento dañó gravemente comunidades tales como el Valle de San Fernando y El Simi Valley, y sus montañas circundantes al norte y oeste de los Ángeles, causando pérdidas de 20 millones de dólares. 57 personas murieron, más de 9 000 resultaron lesionadas y más de 20 000 fueron desplazadas de sus hogares por efectos del sismo. Durante este terremoto colapsaron seis puentes mayores. Como ejemplo de los daños registrados, en la figura 1.2 se muestran dos fotos de daños en puentes. En la figura 1.2a se puede observar el puente de la autopista de Santa Mónica, colapsado en el movimiento sísmico de Northridge; el daño fue reparado en tres meses (*Foto: U.S. Department of Transportation*). Por su parte, en la figura 1.2b se presenta el pandeo de las columnas de soporte por las grandes aceleraciones verticales de la autopista del valle Simi (*Foto: TA-Liang Teng*).

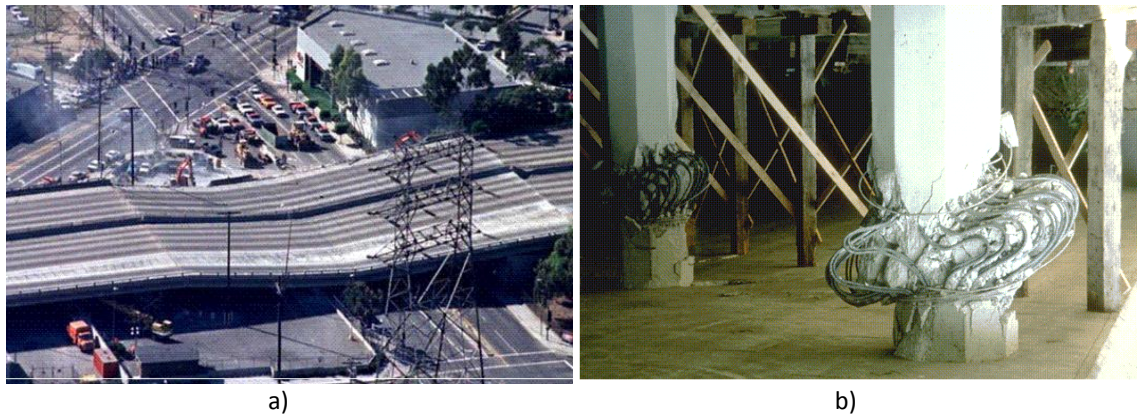


Figura 1.2 Daños en puentes durante el sismo de Northridge de 1994 (Foto: U.S. Geological Survey).

Basöz y Kiremidjian (1998) hicieron una evaluación de la información registrada después de los sismos de Northridge (1993) y Loma Prieta (1989), específicamente de daños en puentes, para correlacionar el daño observado con las características estructurales, niveles de movimiento del suelo y costos de reparación estimados. En este estudio, los autores comentan que de un total de 6 104 puentes, tanto estatales como locales, en el condado de los Ángeles se tiene el mayor número de puentes dañados con 228, y en el condado de Ventura se tienen los otros cinco puentes que resultaron con daño, como se muestra en la Tabla 1.3. Los puentes en esos dos condados experimentaron aceleraciones mucho mayores que aquellos ubicados en los condados de Riverside y Orange. Esto indica que a pesar de que estos sismos no fueron de grandes magnitudes, si se generaron cerca de la localización de los puentes aceleraciones de gran amplitud.

Tabla 1.3 Puentes dañados en cada condado por el sismo de Northridge (*Basöz y Kiremidjian, 1998*).

| Condado | No total de Puentes | No de puentes dañados |
|--------------|---------------------|-----------------------|
| Los Ángeles | 3 650 | 228 |
| Riverside | 982 | - |
| Orange | 968 | - |
| Ventura | 504 | 5 |
| Total | 6 104 | 233 |

Alrededor de 190 millones de dólares totales se reportó como costo de reparación en los reportes compilados por Caltrans después del sismo de Northridge. El costo de reparación para los seis puentes colapsados corresponde al 75% de los costos de reparación reportados de todos los puentes dañados. Además, más del 85% de los puentes dañados en el sismo de Northridge fueron estructuras de concreto, en su mayoría diseñados antes de 1971, como se muestra en la figura 1.3 (Basöz y Kiremidjian, 1998). Esto indica que ciertas tipologías son más susceptibles a presentar daño por la acción de movimientos del terreno. Para mostrar una mejor idea del daño reportado, en la tabla 1.4 se indican con más detalle los daños de algunos puentes durante este sismo.

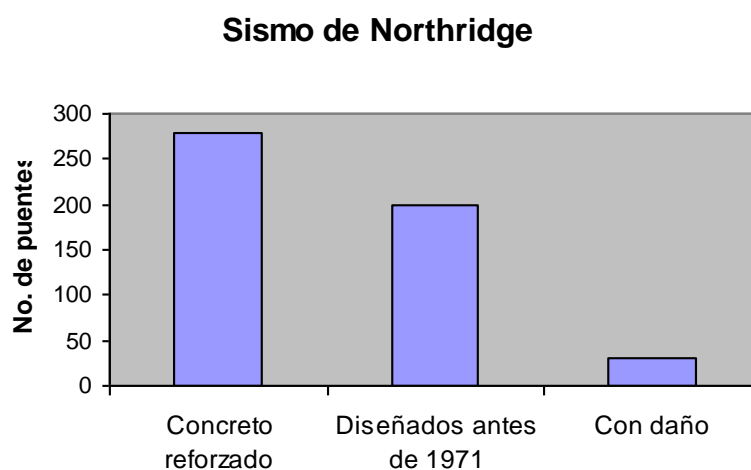


Figura 1.3 Tipos de puentes dañados durante el sismo de Northridge de 1994

1.1.3 Sismo de Kobe

Este sismo ocurrió el 17 de Enero de 1995. Es conocido por nombres de: Kobe, South Hyogo y Hyogo-ken Nambu. Este sismo tuvo una magnitud de 7.2, con una duración de alrededor de 20 segundos; se confirmaron al menos 5,500 muertes y el número de lesionados alcanzó cerca de 35000 personas. La pérdida de vidas causadas por el sismo fue la peor en Japón desde 1923, con el Sismo de Great Kanto, donde cerca de 14 000 personas resultaron muertas, en su mayoría por la configuración estructural después del sismo. El daño recorrió a más de 100 km de radio del epicentro, incluyendo las ciudades de Kobe, Osaka y Kioto, pero Kobe y su región inmediata fueron las áreas mayormente afectadas. (*EQE Summary Report, 1995*)

Las pérdidas económicas del sismo de 1995 pueden ser las más grandes causadas por desastres naturales en tiempos modernos. El daño directo causado por la sacudida es estimado sobre los 147 000 millones de dólares. Esto no incluye efectos económicos de las pérdidas de vida, interrupción de negocios y pérdidas de producción.

Tabla 1.4 Descripción del daño de algunos puentes durante el sismo de Northridge en 1994
(Basöz y Kiremidjian, 1998).

| Puente | Descripción del daño | Estado de daño |
|----------|---|----------------|
| 53 1609 | La mayoría de las columnas de la línea principal de la estructura se pandearon. Reemplazadas | Colapso |
| 53 2205 | Colapso parcial. 2 columnas se pandearon en la pila 1, 1 columna se pandeo en la pila 2. Reemplazadas | Colapso |
| 53 1960F | 2 claros colapsados en la ruta 5. Replazadas | Colapso |
| 53 1964F | Caída del claro del estribo 1 a la pila 3. Reemplazado. | Colapso |
| 53 1797L | Colapso del claro 2 y 4 debido a la pesada esviaje/articulaciones estrechas en el apoyo | Colapso |
| 53 1797R | Colapso del claro 2 y 4 debido a la pesada esviaje/articulaciones estrechas en el apoyo | Colapso |
| 53 1960G | Daño severo en los estribos y articulaciones. Reemplazados. | Mayor |
| 53 1815 | Estribo 1 desplazado aproximadamente 6 in a la izquierda de la posición original. | Mayor |
| 53 1609S | Columnas dañadas. Replazadas | Mayor |
| 53 2027L | Daño posibles a las restricciones y los cojinetes de apoyo. | Mayor |
| 53 2210G | Estribos astillados. Grietas en los muros aleros | Mayor |
| 53 1627G | La pila 3 está 2" fuera del claro 3 hacia la pila 4. Astillamientos menores. Restricciones dañadas | Mayor |
| 53 1615 | Placas cizalladas en los tornillos. Astillas en las columnas y rieles | Mayor |
| 53 1580 | Las columnas de las pilas 3 y 5 se pandearon causando caídas de los claros 2 y 4. Reemplazados | Mayor |
| 53 1493S | Astillas menores en las columnas. Grietas en el estribo 1. | Mayor |
| 53 1339F | Daño en la parte superior de todas las pilas. Daño en los apoyos y en la losa | Mayor |
| 53 1336R | Las columnas en las pilas 4, 6 y 8 se agrietaron y se astillaron en la parte superior. Falla por cortante | Mayor |
| 53 1442 | Desplazamiento vertical en los estribos 1 y 5. Daño posible en las pilas. | Mayor |

Dos carreteras de acceso limitado, el corredor de transporte Kobe-Osaka, El Hanshin y el Wangan expressways sufrieron importantes daños en algunos de sus tramos. El Hanshin Expressways (figura 1.4), construido a finales de la década de los sesentas, era elevado completamente por más de 40 km. Muchos tramos de la calzada estaban soportados por grandes pilas de concreto reforzado (tipo péndulo invertido) espaciadas a cada 32 metros, muchas de ellas fallaron en cortante o flexión sobre 20 km de longitud.



Figura 1.4 Tramo de falla del Hanshin Expressway. Las porciones más dañadas del expressway tenían una cubierta de concreto, las que menos se dañaron tenían una superestructura de concreto (Foto: U.S. Geological Survey).

Fallas similares de la calzada ocurrieron en muchas localizaciones, incluyendo la caída de grandes pilares de concreto que soportaban una sección de 500 metros. Se observó que la cubierta del viaducto, cambiaba su estructuración de acero a secciones de concreto, y fue donde ocurrió el colapso.

El Wangan Expressway era una moderna autopista elevada, con numerosos puentes largos, algunos de los cuales estaban en construcción al momento del sismo. En la figura 1.5 se muestran las fallas de algunos puentes en esta vía. El Puente Great Nishinomiya fue severamente dañado sobre su longitud entera desde el Puerto de Nishinomiya a la Isla Rokko, una distancia de más de ocho kilómetros. En muchas localizaciones, las juntas de expansión que soportan la estructura fueron dañadas. En un número de casos, los apoyos colapsaron, permitiendo que la cubierta de la calzada cayera de unos pocos centímetros a más de un metro.

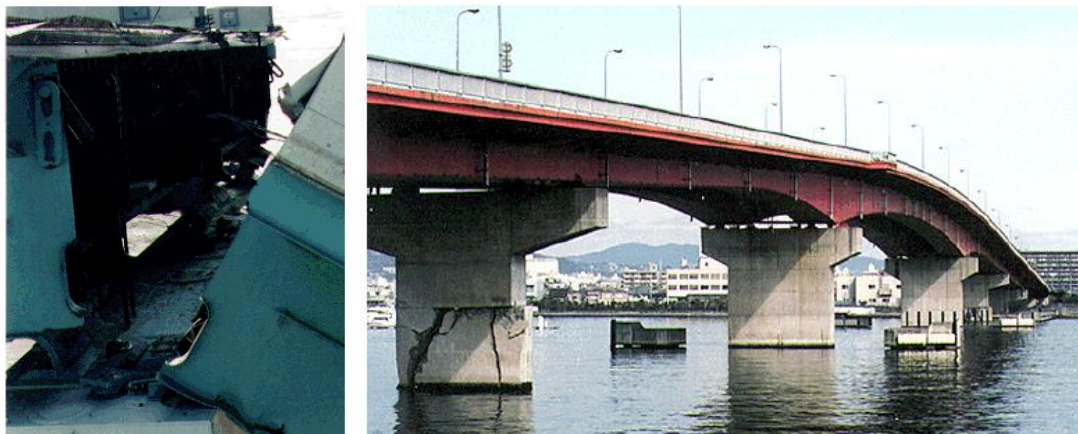


Figura 1.5 a) Falla de los apoyos del puente de arco en el Wangan Expressway. b) Falla de las pilas de bajo del Puente Great Nishinomiya, al menos seis pilas tipo muro fueron severamente dañadas. (Fotos: U.S. Geological Survey).

Las estadísticas de los daños reportados contabilizaron 320 puentes con daño, 27% de los cuales clasificados con daño estructural mayor. La mayor parte del daño se concentró en pilas, apoyos, cables de restricción longitudinales y vigas. Las pérdidas por interrupción de actividades económicas sobrepasan los costos de reparación, particularmente en las fallas del sistema de transporte.

En la tabla 1.5 se muestran los porcentajes de daño en puente de las autopistas de Japón durante el sismo de 1995. Como se observa en esta tabla, la mayor parte de las pilas que fallaron son elementos de concreto reforzado. Esto se debe a su susceptibilidad, pero también a que la mayoría de los puentes son de este material.

Tabla 1.5 Porcentajes de daños en puentes durante el sismo de Kobe en 1995.

| Porcentaje | As (%) | A (%) | B (%) | C (%) | D (%) | Total (%) |
|------------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| Pilas de acero | 1 | 3 | 8 | 43 | 45 | 100 |
| Pilas de concreto reforzado | 6 | 7 | 9 | 22 | 57 | 100 |
| Apoyos | - | 15 | 13 | 21 | 51 | 100 |
| Vigas | 2 | 4 | 14 | 14 | 67 | 100 |

As =colapso, A = daño más que severo, B = severamente dañado, C = daño moderado y D = sin daño.

1.1.4 Sismos en México

Uno de los sismos más recientes causante de grandes daños es el sismo del 19 de septiembre de 1985, cuya magnitud fue de 8.1 y el epicentro se localizó en las costas del Pacífico. Por este sismo, al menos 9500 personas murieron, cerca de 30000 resultaron heridas, más de 100000 personas se quedaron sin hogar y causó daños severos en partes de la ciudad de México y varios estados del centro de México. Según algunas fuentes, el número de muertos por el terremoto puede ser hasta de 35000. Se estima que el sismo afectó severamente un área aproximada de 825 000 kilómetros cuadrados, causando daños de entre 3 y 4 billones de dólares. Cuatrocientos doce edificios colapsaron y otros 3124 fueron severamente dañados en la ciudad de México. Cerca del 60% de los edificios fueron destruidos en Ciudad Guzmán, Jalisco. El daño también ocurrió en los estados de Colima, Guerrero, Michoacán y partes de Veracruz.

Aunque no se tiene un reporte amplio sobre daños en puentes en la Republica Mexicana, la mayoría de los puentes existentes fueron construidos antes de 1970. A pesar de la alta sismicidad del país, la mayoría de estos puentes fueron diseñados sin el uso de códigos con especificaciones sísmicas los cual no satisface las recomendaciones del conocimiento de hoy en día. Estas condiciones hacen necesarias la evaluación de la capacidad sísmica de los puentes existentes, especialmente aquellos puentes localizados en las áreas más activas sísmicamente del país.



Figura 1.6 a) Colapso del Hospital General y b) Colapso de los pisos superiores del edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Fotos: U. S. Geological Survey Photographic Library)

1.2 OBJETIVOS DE LA TESIS

Como se ha observado en sismos pasados, la falla total o parcial de sistemas de transporte puede ocasionar grandes pérdidas físicas y económicas, las cuales afectan directa o indirectamente. Por lo tanto es importante caracterizar las configuraciones estructurales más vulnerables a la acción de sismo, para planear programas de mantenimiento y rehabilitación. Una forma de lograr esto es definiendo curvas de fragilidad de diversas estructuraciones. Las curvas de fragilidad son herramientas que ayudan a decidir las acciones pertinentes para la mejora de los sistemas estructurales que así lo requieran.

Las curvas de fragilidad utilizan la probabilidad como herramienta para predecir el daño que recibirá un determinado sistema ante un parámetro de intensidad de un evento sísmico. El indicador de intensidad sísmica seleccionado es normalmente el de la aceleración máxima del suelo, ya que la fuerza destructiva de los sismos se ha relacionado tradicionalmente con este parámetro.

Así, el objetivo principal de la tesis es elaborar curvas de fragilidad en puentes carreteros que estén ubicados en la zona del Pacífico Mexicano. Los puentes tomados en consideración son puentes cuyas características varían principalmente en el tipo de pila y la forma y continuidad de la superestructura. La ubicación de los puentes en el Pacífico Mexicano se debe a que es en una zona considerada de alta peligrosidad sísmica. Para acotar el trabajo, se comenta que sólo se definirán curvas de fragilidad de dos tipos comunes de puentes carreteros, los cuales se describen con detalle en los siguientes capítulos.

Los objetivos específicos del trabajo son: a) caracterizar de las configuraciones estructurales de puentes carreteros comunes en México, b) definir sismos característicos de la zona de ubicación de las estructuras, c) la elaboración de sismos sintéticos basados en aquellos definidos en el inciso b, d) la definición de las propiedades probabilistas de las variables de análisis de los puentes y e) la elaboración de un proceso de análisis por simulación y a través de su evaluación estadística se obtener las curvas de fragilidad.

1.3 RESUMEN DE LA TESIS

En el capítulo 1 de este trabajo se describen sus antecedentes, particularmente comentando los daños que han sufrido los puentes durante algunos sismos importantes y haciendo ver la importancia de definir cuales estructuras son más susceptibles a daño por sismo. En este capítulo también se describen el objetivo principal y los objetivos específicos del trabajo.

En el capítulo 2 se definen aspectos tales como la vulnerabilidad y el daño sísmico, se comentan métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica en estructuras y algunos de los diferentes modelos que definen el daño en un elemento o la estructura completa.

En el capítulo 3 se describen las acciones sísmicas en el Pacífico Mexicano y los registros obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, así como su tratamiento para poder utilizarlos. Se muestra como se seleccionaron los registros utilizados para los análisis y la forma como fue simulada una cantidad de acelerogramas sintéticos para considerar la variabilidad en la demanda sísmica para los análisis.

En el capítulo 4 se presentan metodologías para la elaboración de las curvas de fragilidad, las cuales se dividen principalmente en métodos basados en la opinión de expertos, métodos empíricos y métodos analíticos, en este trabajo se utilizó el método analítico. También, se presenta parte de la metodología utilizada para la elaboración de las curvas y las matrices de probabilidad de daño.

En el capítulo 5 se presenta como se elaboraron los modelos en los programas de análisis, y con base a los resultados el ajuste de los índices de daño mediante funciones de distribución de probabilidad acumuladas. Con los resultados obtenidos, se compararon las probabilidades de daño entre elementos del un mismo puente, probabilidades de daño ante distintos escenarios sísmicos y las probabilidades de daño de las distintas tipologías estructurales. Además, se muestran las curvas de fragilidad para índices de daño globales, las cuales se relacionan con estados de daño para presentar algunas matrices de probabilidad de daño.

El trabajo finaliza con comentarios finales, donde se destacan las partes importantes de la tesis y de sus resultados.

CAPÍTULO 2

VULNERABILIDAD Y DAÑO SÍSMICO

2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA

2.1.1 Definiciones

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. Según la Oficina de las Naciones Unidas para Casos de Desastres- UNDRO (1997), la vulnerabilidad sísmica se define como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico desastroso. Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuesto a ser afectado o ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado (*Safina S. 2003*). Aunque ésta sea una propiedad intrínseca de la estructura, es una propiedad que cambia con el tiempo, al cambiar las condiciones de rigidez y resistencia, por lo que la evaluación de la vulnerabilidad está relacionada a las condiciones actuales de los sistemas.

La evaluación del riesgo total, R_t , que se define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un desastre, puede llevarse a cabo mediante la siguiente fórmula general (*Barbat y Pujades, 2004*):

$$R_t = E \times R_s = E \times H \times V \quad (2.1)$$

donde H es la amenaza, peligro o peligrosidad que define la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto periodo de tiempo en un sitio dado; V es la vulnerabilidad de las estructuras, R_s es el riesgo específico, el cual es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular ($H \times V$) y E son los elementos en riesgo como lo son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta a una amenaza en un área determinada (definiciones de la UNDRO y UNESCO).

A partir de la ecuación 2.1 se concluye que para disminuir el riesgo sísmico, R , es necesario decrementar la peligrosidad, la vulnerabilidad estructural o el valor de las estructuras (*Gómez,*

2002). De los tres parámetros de que depende el riesgo sísmico, el único que es poco posible de modificar es la peligrosidad sísmica, ya que esta es una característica propia del sitio donde se ubica la estructura; ésta sólo se puede modificar cambiando la ubicación de la estructura. La vulnerabilidad estructural y el valor de las estructuras son variables que están relacionadas, ya que la vulnerabilidad es un factor de riesgo interno que corresponde a la predisposición de que sea susceptible a dañarse, por lo tanto si la estructura tiene un daño menor, el costo de daños, pérdidas humanas y efectos sobre la actividad económica, serán también menores.

Los experimentos que se pueden realizar para evaluar el daño en las estructuras pueden ser reales, esto es, en estructuras reales o en especímenes, o virtuales, basados en análisis numéricos o en la opinión de expertos. La selección de un tipo determinado de experimento está en función de la descripción de la acción externa, del tipo estructural, del nivel de daño y del costo general, como puede ser observado en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Tipos de experimentos para la predicción de daño (Gómez, 2002).

| | EXPERIMENTO | | | |
|-------------------------------------|-------------------|---------------------|-----------|---------------------|
| | REAL | | VIRTUAL | |
| | NATURAL | EXPERIMENTAL | NATURAL | EXPERIMENTAL |
| Descripción del sismo | Detallado / Burdo | Detallado | Detallado | Burdo |
| Descripción de la estructura | Detallado / Burdo | Detallado | Detallado | Detallado / Burdo |
| Descripción del daño | Detallado / Burdo | Detallado | Detallado | Detallado / Burdo |
| | Aparente | Aparente / Mecánico | Mecánico | Aparente / Mecánico |
| Costo global | Bajo / Alto | Alto | Bajo | Muy Bajo |

Los experimentos reales tienden a tener costos altos, debido a que son necesarios equipos para registrar los datos obtenidos. Los experimentos que se llevan a cabo en laboratorio suelen dar resultados detallados, pero como se mencionó, pueden llegar a ser muy caros y además muchos modelos son escalados y no representan de manera exacta el comportamiento de los sistemas reales. Los experimentos virtuales, numéricos, tienen costos bajos y pueden dar un nivel alto de descripción de daño, dependiendo del nivel de exactitud contemplado en los modelos de las estructuras y en los registros sísmicos. En este último caso de experimentos, el único inconveniente es que el costo computacional puede ser muy alto, dependiendo del análisis para la evaluación del daño. Para el caso de opinión de expertos, los costos pueden llegar a tener un valor muy bajo, ya que únicamente están en función del conocimiento y experiencia de éstos en un área determinada; la desventaja en este método es la subjetividad inducida y la posible variabilidad de respuestas propuestas entre uno y otro experto.

2.1.2 Métodos de análisis para la vulnerabilidad sísmica

Una de las clasificaciones de las metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica más reconocida y completa ha sido propuesta por Petrini y Corsanero en 1990, quienes las agrupan en función del tipo de resultado obtenido, tales como: **Técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas**. Las **Técnicas Directas**, predicen en un simple paso el daño ocasionado por un sismo determinado. En estas técnicas los métodos más frecuentemente utilizados son los llamados *métodos tipológicos*, que consideran a las construcciones como elementos de clases, definidas por tipos de materiales, técnicas empleadas o por cualquier otro factor que afecte la respuesta sísmica de la estructura, y los *métodos mecánicos*, que predicen los efectos de acciones externas por medio de modelos estructurales. Las **Técnicas Indirectas** determinan en un primer paso un índice de vulnerabilidad para después obtener la relación entre el daño y la intensidad sísmica. Las **Técnicas Convencionales** introducen un índice de vulnerabilidad independiente de la predicción de daño. Básicamente, estos métodos se utilizan para comparar vulnerabilidades relativas entre diferentes estructuras en una misma área, a través de factores cuya contribución a la resistencia sísmica es calibrada por expertos. Finalmente, las **Técnicas Híbridas**; combinan elementos de los métodos descritos anteriormente con la opinión de expertos. En secciones posteriores de este capítulo se hace una descripción más detallada de los índices de daño y se dan algunos ejemplos propuestos.

En esta misma dirección, Dolce en 1994 propone un camino diferente de la clasificación de los métodos de la evaluación de la vulnerabilidad, el cual se basa en los tipos de **entrada, método y salida**. Se consideran cinco tipos de datos de **entrada**, que indican el tipo de datos disponibles para desarrollar el problema, estos son: *datos de daños registrados, datos geométricos y cualitativos, datos mecánicos, datos de sismos y datos geológicos y geotécnicos*. El **método** es la técnica empleada para determinar el grado de vulnerabilidad, donde se consideran tres tipos: *estadísticos, analíticos y basados en juicios de expertos*. La **salida** son los tipos de resultados a obtener, los cuales están dados por *vulnerabilidad absoluta o la vulnerabilidad relativa*. La vulnerabilidad absoluta está representada por funciones de fragilidad, matrices de probabilidad de daño o curvas de fragilidad, que muestran como resultado el daño obtenido promedio en función de un parámetro de intensidad sísmica. Por su parte, la *Vulnerabilidad relativa* se obtiene mediante evaluaciones empíricas o pruebas experimentales para obtener los índices de vulnerabilidad, donde no se indica correlación entre el daño y la intensidad sísmica.

2.2. DAÑO SÍSMICO

2.2.1 Introducción

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales (Bonett R, 2003). Debido a daños ocasionados por sismos pasados y a la degradación propia de los sistemas, se tiene la necesidad de cuantificar y explicar la magnitud y los efectos de estos fenómenos sobre diferentes tipos de estructuras que se tienen en la actualidad. Crónicas escritas en siglos pasados, describen la acción de eventos sísmicos catastróficos, donde se incluyen comentarios sobre la influencia de la calidad de las construcciones en el daño sufrido.

La interpretación del daño sísmico significa, en principio, entender en qué medida los diferentes factores que lo afectan son responsables del escenario producido y derivar de esto alguna información sobre ellos. Así, el daño estructural puede ser indicador del tamaño de la excitación, un revelador de diversos fenómenos locales, una guía de malas configuraciones o diseños o una medida de la vulnerabilidad sísmica (Gómez C. 2002).

El daño puede ser representado de dos maneras, como **daño físico** o **daño económico** (Safina S. 2003). El **daño físico** que se puede presentar en las estructuras se califica como *daño estructural*, el cual ocurre en elementos resistentes tales como, vigas, muros, columnas, pilas, etc. Se relaciona con las características de los materiales que lo componen, su configuración, su conectividad, el tipo de sistema y las características de la acción. El *daño no estructural* está asociado con los elementos arquitectónicos, eléctricos, sanitarios y el contenido de la edificación. Está relacionado con las deformaciones y distorsiones en la estructura y en ocasiones con la aceleración sísmica. El **daño económico** está relacionado con los costos de reparación y reposición, donde se incluyen tanto costos directos como indirectos. Aunque está relacionado con el daño estructural, principalmente es utilizado por las agencias gubernamentales y compañías de seguros.

2.2.2 Estados de daño

Para obtener el daño en una estructura es necesario definir distintos estados de daño, los cuales están en función de asignaciones cualitativas, que sirven como indicadores del grado de daño global de la estructura. Estos estados de daño representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales, 2) el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes de la edificación y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al sismo (Bonett R, 2003).

Para el caso de estructuras de concreto en general, en 1988 Wen, Ang y Park proponen una clasificación a partir de daños observados después de la ocurrencia de un sismo y mediante ensayos de laboratorio. Los cinco estados de daño propuestos por Wen, Ang y Park para estructuras de concreto se describen en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Estados de daño propuesto por Wen *et al.*, (1988)

| Nivel de daño | Grado de daño | Estado de daño |
|---------------|---------------|---|
| 1 | Sin daño | Para el caso más desfavorable en el concreto aparecen pequeñas grietas. |
| 2 | Menor | Aparecen grietas menores en distintos elementos estructurales. |
| 3 | Moderado | Las grietas son severas y desprendimiento en el recubrimiento del concreto. |
| 4 | Severo | Se aplasta el concreto y se observa pandeo en el refuerzo. |
| 5 | Colapso | Colapso parcial o total de la estructura. |

Bracci *et al.* en 1989, describen cuatro estados de daño en función de la reparación de la estructura, para ello utilizan la categorización que se indica en la tabla 2.3. En este caso se consideran sólo cuatro estados de daño, entre ausencia de éste hasta colapso del sistema.

Tabla 2.3 Estados de daños propuestos por Bracci en 1989.

| Nivel de daño | Estado de daño |
|---------------|----------------|
| 1 | Ninguno |
| 2 | Reparable |
| 3 | Irreparable |
| 4 | Colapso |

Para el caso de puentes, Basöz y Kiremijian (1998) clasifica el daño de la misma manera que para elementos de concreto propuesto por Park *et al.*, esto es: Sin daño, Menor, Moderado, Severo y Colapso. La diferencia radica en que se hace una descripción enfocada a estructuraciones tipo puente, donde se hacen observaciones de daño generales en la estructura. Los estados de daño propuestos por Basöz y sus descripciones se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Estados de daño cualitativos para puentes (Basöz, 1998).

| Estado de daño | | Descripción |
|----------------|----------|--|
| 0 | Sin daño | No hay daño en la estructura |
| 1 | Menor | Grietas en la parte superior e inferior de la columna (1.4 a 1.6mm) Escamas en las caras de las columnas. Grietas en la conexión viga cabezal. |
| 2 | Moderado | Grietas de cortante Falla a flexión (formación de articulaciones plásticas, pandeo del refuerzo longitudinal). Las grietas exponen el núcleo |
| 3 | Severo | Falla por cortante Falla a flexión sin formación de articulaciones plásticas debido a un inadecuado confinamiento, inadecuado anclaje del acero. Empuje vertical del refuerzo longitudinal de la columna. Desplazamiento del suelo en la base de la columna Inclinación de la estructura debido a la falla de la cimentación |
| 4 | Colapso | Colapso de la columna |

En la ciudad de los Ángeles, en mayo del 2007, se implementó un manual titulado “Post-Disaster Bridge Evaluation” cuyo propósito es proveer a los ingenieros estructurales de una rápida y efectiva metodología para evaluar puentes durante una emergencia.

En él se resume en una tabla los estados de daño que se puede encontrar un puente, clasificados en verde (daño menor), amarillo (daño moderado) y rojo (daño severo). El manual está compuesto por dos niveles de inspección, el nivel 1 consiste en una inspección visual rápida de los puentes para identificar estructuras inseguras. El nivel 2 consiste en una inspección más a fondo de la evaluación de seguridad de un número de puentes dañados. Dependiendo de las condiciones de cada puente, se proponen opciones temporales de reparación reducción de la velocidad del tráfico o hasta el cierre total de la estructura. Se hace una clasificación del daño basada en los resultados de la inspección, la cual se presenta en la tabla 2.5.

2.2.3 Índices de daño

Las estructuras durante su vida de servicio acumulan daño, resultante de acciones de varias cargas cíclicas ambientales. El daño acumulado ocasiona cambios en las propiedades del sistema estructural (Sadeghi, 2010). Los índices de daño permiten representar de manera cuantitativa el daño que sufrió una estructura en un miembro o de toda la estructura ante un movimiento sísmico. Como lo indica *Dolce et al.* (2005), los índices de daño pueden involucrar una o más variables, como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, fuerzas, energía disipada, etc.

Los índices de daño pueden tener aplicaciones extensas y pueden desempeñar un papel importante, tanto en la fase cualitativa como cuantitativa, de cualquier procedimiento de diseño sísmico. Entre sus posibles aplicaciones se encuentran las siguientes (*Rodríguez y Padilla, 2006*):

- a) Reforzamiento. Son de gran utilidad para tomar decisiones sobre el refuerzo requerido por un sistema estructural.
- b) Planeación de desastres. Pueden ser usados para estimar la extensión del daño causado por un sismo en las estructuras.
- c) Valoración postsísmica. Sirven para valorar el daño en estructuras después de un evento, o como herramienta para que se decida si las estructuras son seguras o no.
- d) Nuevos procedimientos de diseño sísmico. También pueden ser una herramienta muy útil en el empleo de relativamente nuevos conceptos de diseño, como el diseño sísmico por desempeño.

Los índices de daño pueden ser clasificados a nivel local, el cual ocurre en ciertas secciones o elementos de la estructura, y a nivel global, que indica el estado o la degradación de la estructura completa.

ÍNDICES DE DAÑO LOCALES

Como ya se mencionó, los índices de daño locales son empleados para describir el daño en ciertos elementos de la estructura. Inicialmente, se media el daño basándose en la ductilidad, donde se daba una buena aproximación de la deformación máxima, pero no consideraba la deformación que había ante ciclos de carga repetitivos. Eventualmente, se han hecho mejoras en los índices, esto es considerando la acumulación de la energía histerética. Los indicadores de daño locales se subdividen en dos modelos principales. que son los índices acumulativos y no acumulativos, donde se considera y no se considera la carga cíclica, respectivamente.

Tabla 2.5 Tabla de clasificación de daño para puentes SED (2007)

| | VERDE | AMARILLO | ROJO |
|--|---|---|--|
| Barreras de tránsito y parapetos | El daño no impide el tránsito | El daño impide el tránsito | Colapso de parapetos |
| Movimiento en las juntas de expansión | 1) <1 in desplazamiento en la alineación vertical u horizontal 2) Desprendimiento menor en el recubrimiento del concreto | 1) 1 a 3 in desplazamiento vertical o 1 a 6 in desplazamiento en alineación horizontal | > 3 in desplazamiento vertical o > 6 in es alineación horizontal |
| Apoyos en las juntas de expansión | < 1 in reducción en la longitud de los apoyos | > 1 in reducción en la longitud de los apoyos | Reducción en la longitud de los apoyos < 6 in |
| Apoyos | | Daño menor visible | Colapso del conjuntos de apoyos |
| Columnas, vigas transversales y pilas | 1) Grietas verticales en vigas de concreto reforzado 2) Grietas horizontales en columnas de concreto reforzado y pilas | 1) Grietas diagonales en vigas columnas y pilas de concreto reforzado 2) Perdida del recubrimiento del concreto 3) Alguna grieta en vigas o columnas de acero | 1) Pandeo en vigas, columnas y pilas 2) Pandeo local en columnas de acero |
| Uniones viga-columna | | 1) Alguna grieta 2) Pérdida del recubrimiento de concreto | Grietas visibles en las soldadura en los nodos de los miembros de puentes "fractura critica" |
| Zapatas / Cabezales | Espacio entre columnas y la tierra circundante | Cualquier otro daño (e.g., grietas, desprendimiento, rotación) | |
| Estribos | Desprendimiento menor en las juntas de expansión | Cualquier otro daño (e.g., grietas, desprendimiento, rotación) | |
| Aproximaciones | < 1 in de asentamiento | 1 a 3 in de asentamiento | > 3 in de asentamiento |
| Calzada | Condiciones normales de manejo | Reducción de la velocidad de transito | Intransitable |

a) Índices de daño no acumulativos

Los primeros y más simples índices capaces de cuantificar el daño en los elementos fueron la ductilidad μ y la distorsión de entrepiso δ . *Newmark y Rosenblueth* en 1974 propusieron un modelo de ductilidad, en términos de rotación θ , curvatura ϕ , o desplazamiento, δ , incluso también en términos de momento flector o la fuerza cortante, mediante la relación:

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_m}{\chi_y} \quad (2.2)$$

donde χ representa la rotación θ , curvatura ϕ , o desplazamiento, δ , dependiendo de en qué términos se requiera definir la ductilidad, m es el valor máximo alcanzado en el elemento debido a la acción sísmica, y es el valor de fluencia del elemento, como se muestra en la figura 2.1. La ductilidad representa la capacidad de una estructura o elemento estructural a deformarse inelásticamente, sin llegar a la falla y/o sin una pérdida significativa de la resistencia. La desventaja de utilizar la ductilidad como un parámetro indicador de daño es que en la ductilidad no se pueden considerar efectos tales como la duración o el contenido de frecuencias del sismo. A pesar de esta desventaja, este índice sigue siendo de gran aplicabilidad en el ámbito estructural por la sencillez en la aplicación y por los resultados conservadores.

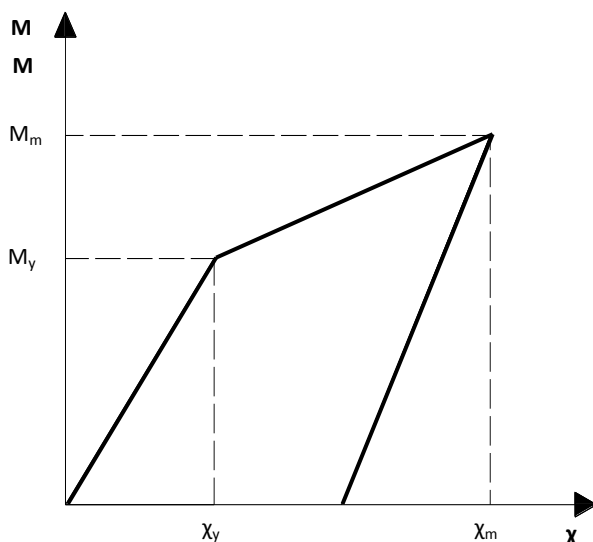


Figura 2.1 Parámetros de índice de daño de ductilidad.

Otro índice de daño no acumulativo que se basa en la deformación es la distorsión de entrepiso, que aunque de la misma manera que la ductilidad no toma en cuenta los efectos de la carga cíclica, también se utiliza ampliamente porque es un parámetro muy simple y de fácil interpretación. Este índice se define mediante la expresión 2.3.

$$ID = \frac{\delta_r}{H} \quad (2.3)$$

donde δ_r es el desplazamiento relativo máximo entre dos niveles y H es la altura de entrepiso. A pesar de las limitaciones presentadas este índice, éste es utilizado en las normativas de diseño

para controlar el daño en las estructuras, ya que en estructuras pequeñas los resultados de los análisis demuestran que valores mayores al 4% y 6% son indicativos de daño estructural irreparable y colapso respectivamente (Gómez C. 2002).

Hasselman et al., (1980) proponen un índice relacionado con la capacidad de resistencia (ecuaciones 2.4 y 2.5). Este índice utiliza los diagramas Momento-Curvatura ($M-\phi$) o cortante-Desplazamiento ($V-D$), los cuales se obtienen mediante la aplicación de cargas monotónicas crecientes. En este índice, un valor igual a cero corresponde a Sin daño y un valor de uno representa el colapso de la estructura.

$$ID = \frac{M_m - M_y}{M_u - M_y} \quad (2.4)$$

$$ID = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (2.5)$$

donde y, u y m son el nivel de fluencia, capacidad última y máxima, respectivamente, del elemento en cuestión. En la figura 2.2 se muestran las variables que se utilizan en el índice de Hasselman et al, cuando se aplica con el diagrama Momento-Curvatura.

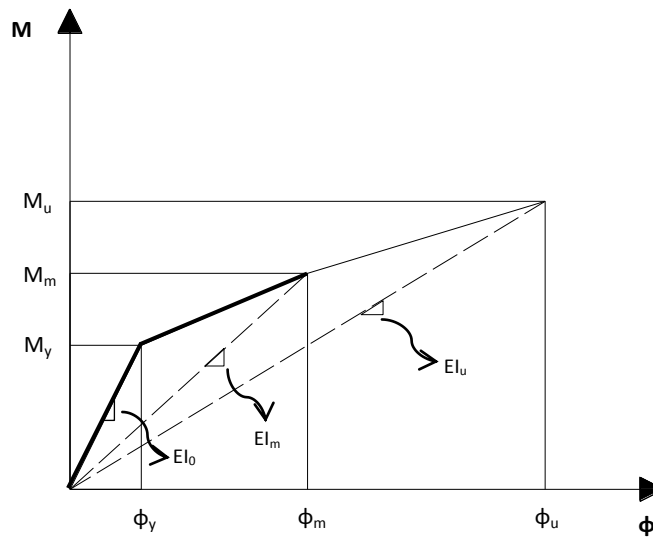


Figura 2.2 Diagrama Momento-Curvatura para la definición de degradación de la rigidez

Para mejorar los índices de daño anteriores, se han incluido modelos que representen la degradación de rigidez de la estructura. Banon et al. (1981), proponen un índice que relaciona las rigideces inicial (EI_0) y secante (EI_m) del elemento, conocido como relación de daño a flexión (RDF). Esto indica que si el elemento se encuentra en el rango elástico, el valor es uno y una vez que el elemento incursiona en el rango inelástico, el índice crece, ya que el valor de la pendiente secante (EI_m) tiende a hacerse más pequeño, como se muestra en la ecuación 2.6.

$$ID = RDF = \frac{EI_0}{EI_m} \quad (2.6)$$

Roufaei y Meyer (1987) propusieron una modificación al RDF, en donde dividen el incremento de flexibilidad entre la condición inicial y el instante de máxima deformación por el incremento de la flexibilidad a la falla (ecuación 2.7).

$$ID = MRDF = \frac{EI_u (EI_m - EI_0)}{EI_m (EI_u - EI_0)} \quad (2.7)$$

donde EI_u es la rigidez última. El valor del índice de daño MRDF es el valor mayor alcanzado durante ciclos de carga positivos y negativos.

b) Índices de daño acumulativos

Los índices de daño acumulativos, como su nombre lo indica, representan la acumulación del daño mediante formulaciones de fatiga de ciclos bajos, donde el daño es función de la deformación plástica acumulada, o en términos relacionados con la energía histerética absorbida durante el sismo. Estos índices son representados por tres tipos de modelos, *basados en la deformación acumulada*, *basados en la energía disipada* y *los índices combinados*. (Bonet, 2003).

Los índices **basados en la deformación acumulada** siguen conservando los conceptos de ductilidad, a diferencia de que incluyen el efecto de carga cíclica. Por ejemplo, *Banon et al. (1981)* proponen una rotación acumulada normalizada (RAN, ecuación 2.8).

$$ID = RAN = \frac{\sum |\theta_m - \theta_y|}{\theta_y} \quad (2.8)$$

donde θ_m es la rotación máxima alcanzada en cada ciclo histerético y θ_y es la rotación de fluencia. Con este índice se evaluaron un amplio rango de ciclos de carga, principalmente a flexión y también en carga axial. El problema en este índice es que para los valores cercanos a la falla muestran una amplia dispersión.

Chung *et al.* (1988) proponen un índice de daño que utiliza como parámetros el número de ciclos en el rango inelástico y la curvatura correspondiente a momento último. Este índice incluye la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el efecto de cierre de grietas. Queda expresado como:

$$ID = \sum_i \left(\omega_i^+ \frac{n_i^+}{n_{fi}^+} + \omega_i^- \frac{n_i^-}{n_{fi}^-} \right) \quad (2.9)$$

en donde

$$n_{fi} = \frac{M_i - M_{fi}}{\Delta M_i} \quad (2.10)$$

$$M_{fi} = 2M_f \frac{\frac{\phi_i}{\phi_f}}{1 + \frac{\phi_i}{\phi_f}} \quad (2.11)$$

donde i es un indicador del nivel de desplazamiento o curvatura, n_{fi} es el número de ciclos que causan la falla en el nivel de curvatura i , el cual se define en la ecuación 2.9, n_i es el número de

ciclos en la curvatura i , ω_i es un factor de peso que considera la energía disipada inelásticamente, M_i es el momento actual, M_{fi} es el momento de falla para la curvatura i , φ_f es la curvatura de falla, φ_i es la curvatura actual y ΔM_i es la diferencia de momento máximo entre ciclos consecutivos. En la figura 2.3 se muestran esquemáticamente los parámetros que usa este índice de daño.

Los **índices basados en la energía disipada** pueden ser representados mediante la energía potencial desarrollada en el elemento, definida como el área contenida en su diagrama fuerza-deformación. El primer índice de este tipo fue propuesto por *Gosain et al. (1997)*, quienes plantearon:

$$ID = ID_g = \sum_i \frac{F_m \delta_m}{F_y \delta_y} \quad (2.12)$$

donde F_y y δ_y son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente, y F_m y δ_m son la fuerza y desplazamiento máximos, también respectivamente. En la fórmula sólo se consideran los ciclos histeréticos donde $F_m \geq 0.75F_y$.

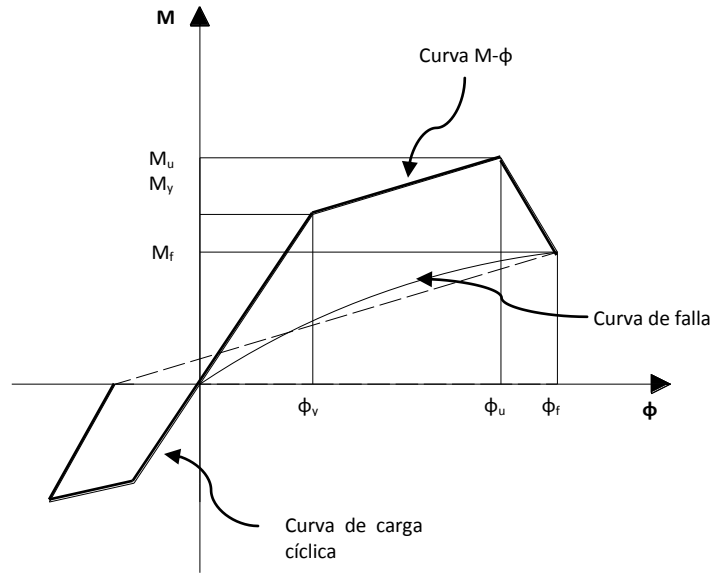


Figura 2.3 Parámetros del modelo de Chung et al. (1987).

Para mejorar el índice anterior, *Gosain et al. (1997)*, proponen un modelo donde se considera la geometría del elemento, la carga axial y la cantidad de refuerzo del elemento, el cual queda representado por la ecuación 2.13.

$$ID = ID_g \left(1 - \frac{d}{b} \right) \left(\frac{1 + 0.0005N}{A_c} \right) \quad (2.13)$$

donde ID_g es el índice calculado con la ecuación 2.12, d es la altura efectiva de la sección sin recubrimiento, b es el ancho de la sección, N es la carga axial y A_c es el área de concreto confinado.

c) Índices combinados

El empleo únicamente de la deformación máxima o del daño acumulado normalmente conduce a evaluaciones del daño estructural insatisfactorias, ya que obvian la influencia del otro fenómeno. Es por ello que la mayor parte de los modelos que calculan el daño a nivel local son los índices combinados. Algunos de los índices más utilizados y que se usan en este trabajo para evaluar las curvas de fragilidad son, *Gómez C. (2003)*:

- i) *Índice de Banon y Veneziano (1982)*. Proponen uno de los primeros modelos utilizando la capacidad de deformación y la energía disipada por el elemento el cual se define como:

$$ID = \sqrt{\left(\frac{\delta_m}{\delta_y} - 1\right)^2 + \left[1.1 \left(\frac{2E_h}{F_y \delta_y}\right)^{0.38}\right]^2} \quad (2.14)$$

donde δ_m y δ_y son el desplazamiento máximo y de fluencia, respectivamente, E_h es la energía inelástica disipada y F_y es la fuerza máxima que soporta la estructura en el rango elástico.

- ii) *Índice de Park et al. (1985)*. Este índice es uno de los más utilizados por su simplicidad y su exhaustiva calibración en daño sísmico experimental para estructuras de concreto. Consiste en una combinación de la deformación máxima y la energía acumulada. Matemáticamente se define como:

$$ID = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2.15)$$

donde δ_m y δ_u son la deformación máxima y última del elemento ante carga monotónica estática respectivamente. β es un parámetro que representa la pérdida de resistencia que en evaluaciones se ha utilizado un valor de $\beta=0.15$. E es la energía histerética disipada y F_y es la fuerza de fluencia.

- iii) *Índice de Bracci et al. (1989)*. Proponen un modelo que define el daño mediante la pérdida de resistencia D_s , el daño correspondiente a una deformación inelástica D_d y el daño potencial D_p , que se define como el área total entre la curva carga-deformación monotónica y la envolvente de falla por fatiga. Este índice queda definido como:

$$ID = \frac{D_s + D_d}{D_p} \quad (2.16)$$

donde los valores de D_s , D_d y D_p están definidos por las ecuaciones 2.17 a 2.19.

$$D_s = \Delta M(\phi_f - \phi_y) \quad (2.17)$$

$$D_d = (M_y - \Delta M)(\phi_m - \phi_y) \quad (2.18)$$

$$D_p = M_y(\phi_f - \phi_y) \quad (2.19)$$

$$\Delta M = c \frac{\int dE}{\phi_y} \quad (2.20)$$

donde M_y es el momento a la fluencia, ϕ_m , ϕ_y y ϕ_f son las curvaturas máxima, de fluencia y de falla y ΔM está representado por la ecuación 2.20, en donde c es una constante que depende de la carga el porcentaje de acero longitudinal y la resistencia de los materiales.

ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES

El daño global de una estructura de concreto reforzado generalmente puede ser representado mediante tres formas, las cuales se basan en factores de ponderación, características estructurales globales y en la información de la curva de capacidad (push-over). A continuación se describen brevemente cada una de las formas de representación del índice de daño.

a) Basados en promedios pesados de índices de elementos

Este índice de daño se obtiene como un promedio ponderado de los índices de daño local. Para ello, es necesario definir previamente los puntos donde se evaluará el índice de daño local y después, utilizar unos factores de ponderación apropiados que permitan asignar mayores pesos a las zonas más dañadas o cuya influencia en el daño global de la estructura sea mayor (Barbat, 2004). Una de las representaciones más simples es:

$$ID_G = \frac{\sum_i ID_i}{\sum_i \omega_i} \quad (2.21)$$

donde ω_i es el peso asignado a cada índice de elemento o grupo de elementos y ID_i es el índice de daño correspondiente al elemento i .

Park et al. (1985) proponen una aproximación, en donde considera que el factor de peso es proporcional al índice de daño de cada elemento. Por lo tanto, la ecuación queda expresada como:

$$ID_G = \frac{\sum_i ID_i^2}{\sum_i ID_i} \quad (2.22)$$

b) Basados en variables globales

Esta es una manera rápida de evaluar el daño global de una estructura, la cual se basa en los cambios que sufren las variables que representan el comportamiento general de una estructura durante un sismo, como periodos fundamentales, factor de amortiguamiento o deformaciones globales del sistema. Una de las propuestas más importantes es la realizada por DiPasquale y Cakmak (1987, 1988), la cual se basa en el periodo natural de la estructura, descrito como

$$ID_1 = 1 - \frac{T_a}{T_m} \quad (2.23)$$

$$ID_2 = 1 - \left(\frac{T_d}{T_m}\right)^2 \quad (2.24)$$

$$ID_3 = 1 - \left(\frac{T_a}{T_d}\right)^2 \quad (2.25)$$

donde T_a y T_d son los periodos antes y después del sismo y T_m es el periodo máximo obtenido de la respuesta temporal de la estructura. El índice ID_3 es aproximadamente igual a la reducción promedio de la rigidez de la estructura, ID_2 es una medida de la deformación plástica de la interacción que ocurre durante un sismo entre el suelo y la estructura e ID_1 es la combinación de la medida de la degradación de la rigidez y los efectos de plasticidad (Barbat, 2004). El daño queda mejor representado por el índice ID_1 , sin embargo los otros índices dan un mejor detalle de la respuesta de la estructura.

La otra forma de determinar el daño mediante variables globales de la estructura es usando las formas modales. Estos índices dan información más detallada cuando los niveles de daño son más pequeños y se localizan en determinados puntos de la estructura, a diferencia de los índices de ablandamiento. La desventaja de estos índices es que se requiere una alta precisión en la estimación de los datos modales.

Los índices de daño globales derivados de relaciones de índices de daño de elementos tienen dos limitaciones: sólo son confiables si los índices de elementos los son y no hay un camino obvio para determinar los pesos que se deben asignar a cada índice de elemento. Por su parte, los índices globales basados en parámetros representativos de la respuesta general de la estructura son una buena medida para estimar el estado global de una estructura, pero no dan indicios de la distribución de daño (Gómez, 2002).

2.2.4 Relación entre Estados de Daño e Índices de daño

Para fines interpretativos y comparativos, es necesario establecer relaciones confiables entre los indicadores de índices de daño globales con los grados o estados de daño. Los cuales ya se discutieron anteriormente. Park *et al.* (1987) propusieron una de las primeras relaciones, considerando cinco estados de daño, que van desde *Sin Daño* hasta colapso de la estructura (Tabla 2.6). En donde se considera que con un daño del 40% la estructura tiene un daño irreparable.

Tabla 2.6 Clasificación propuesta por Park et al. 1987

| Nivel de daño | Estado de daño | Daño esperado | Estado de daño |
|---------------|----------------|---------------|---|
| 1 | Sin daño | <10 | Grietas menores |
| 2 | Menor | 10-25 | Grietas ligeras en toda la estructura |
| 3 | Moderado | 25-40 | Grietas severas y desprendimientos |
| 4 | Severo | 40-100 | Aplastamiento del concreto y refuerzo visible |
| 5 | Colapso | >100 | Colapso |

Bracci *et al.* (1989) proponen una correlación entre el índice de daño de la ecuación presentada anteriormente con estados de daño propuestos por ellos mismos, en función de la reparación de la estructura. La correlación propuesta se destaca en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Clasificación propuesta por Bracci et al.

| Nivel de daño | Estado de daño | Daño esperado |
|---------------|----------------|---------------|
| 1 | <0.33 | Sin daño |
| 2 | 0.33-0.66 | Reparable |
| 3 | 0.66-1.0 | Irreparable |
| 4 | >1.0 | Colapso |

La relación entre índices de daño y estados de daño, como las dos comentadas previamente, tal vez sea la menos explorada y la menos confiable, ya que la generación del daño en estructuras depende de muchos factores, de los cuales no todos son considerados entre las formulaciones simples de los índices de daño. Por lo tanto, estas relaciones deben ser consideradas con cuidado y como simples guías del estado de daño en la estructura.

CAPÍTULO 3

LA ACCIÓN SÍSMICA

3.1 INTRODUCCIÓN

Para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura es necesario determinar la peligrosidad sísmica en el sitio para un tiempo de exposición específico. Tradicionalmente, la peligrosidad sísmica es caracterizada por la localización epicentral, la intensidad máxima del movimiento y, frecuentemente, por la aceleración máxima del suelo; proporcionando cada una de estas medidas una información parcial de la carga sísmica (Gómez C. 2002). Esta peligrosidad se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos.

La caracterización de la acción sísmica mediante la aceleración máxima del suelo es un parámetro poco confiable, ya que refleja muy poca información, tanto de la acción sísmica como del daño de estructuras; esto se observa en algunas estructuras que han sido sometidas a movimientos sísmicos con aceleraciones máximas muy grandes y los daños son poco relevantes. A pesar de las limitaciones de este parámetro, es muy común su utilización, ya que en la mayoría de las veces la amenaza sísmica en distintas regiones o normas de diseño está en función de este parámetro.

En el análisis de estructuras sometidas a acciones sísmicas se requieren registros cercanos al lugar de interés. En ocasiones esa información no siempre está disponible, ya sea porque existe poca actividad sísmica o porque no se tienen suficientes registros de sismos pasados. Por lo tanto, la generación de acelerogramas es permitida para obtener registros donde no los hay, con los cuales se puede considerar un amplio intervalo de características de la acción sísmica.

En este capítulo se presenta una visión general de la sismicidad en México, principalmente en la Costa del Pacífico, donde se tiene una mayor actividad sísmica, fundamentalmente por la tectónica de placas, también se muestra mediante el modelo propuesto por Gutenberg y Richter en 1974 (Servicio S. 2010), la ocurrencia de sismos en base a su magnitud mediante una gráfica de los registros sísmicos ocurridos anteriormente en la República Mexicana. Posteriormente, se presenta una descripción de los acelerogramas, el registro y su procesamiento que deben hacerse para poder ser utilizados, tales como la corrección línea base y el filtrado de las frecuencias.

Se describen brevemente los principales métodos para la generación de acelerogramas sintéticos, los cuales se basan en la compatibilidad y no compatibilidad con un espectro de respuesta, se

presentan en resumen características de las principales estaciones acelerográficas seleccionadas más cercanas a los puentes en cuestión y los acelerogramas seleccionados para la simulación de los registros sintéticos, basados en las aceleraciones máximas, duraciones de la fase intensa del registro y calidad del acelerograma, entre otras.

Como finalización del capítulo se describe el uso del programa SIMQKE utilizado para la generación de los acelerogramas sintéticos, así como los principales parámetros requeridos en el programa. Se presentan tablas y gráficas de los registros y de los espectros simulados que serán utilizados en los análisis.

3.2 SISMICIDAD EN EL PACÍFICO MEXICANO

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se debe a desplazamientos bruscos de las grandes placas (figura 3.1) en que está subdividida dicha corteza (Bazan y Meli, 2009). Las placas en sus bordes se encuentran en contacto y, al estar en continua presión por los flujos de magma, generan grandes fricciones, que en algún momento se vencen ocasionando caídas de esfuerzos y liberando grandes cantidades de energía almacenada en la roca. Esta energía se libera principalmente en ondas vibratorias que se propagan a través de la corteza.

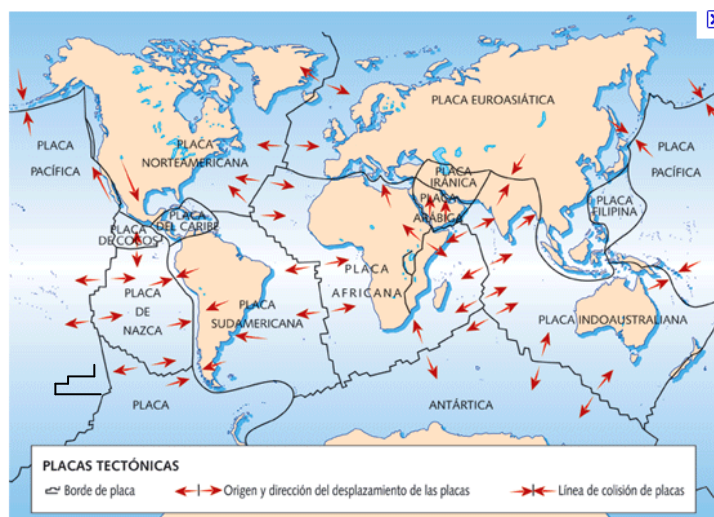


Figura 3.1 Mapa donde se muestran las placas tectónicas y su dirección de movimiento (kalipedia, 2011).

El movimiento relativo entre estas placas ocasiona uno de los peligros sísmicos más grandes, ya que la vibración de las masas en las estructuras genera fuerzas de inercia, que inducen esfuerzos importantes en los elementos estructurales y pueden conducirla a la falla. Otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras están relacionados principalmente con la falla del terreno, como son la licuación, el deslizamiento de laderas y aberturas de grietas en el suelo.

El cinturón de fuego o circumpacífico está caracterizado por concentrar las zonas de subducción más importantes del mundo, en donde se tiene una intensa actividad sísmica y volcánica. Un tramo de este cinturón está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa Norteamericana en la Costa del Pacífico, lo que ocasiona que el territorio Mexicano sea uno de los países con una alta sismicidad.

En la figura 3.2 se muestran los epicentros de los sismos registrados en la Republica Mexicana entre 1964 y 1995, cuyas magnitudes son mayores a 4.5. Como se puede notar, la mayoría de los epicentros se localizan en las fronteras de las placas tectónicas, aunque se pueden notar unos pocos en el interior del continente, en regiones alejadas de estas fronteras tectónicas.

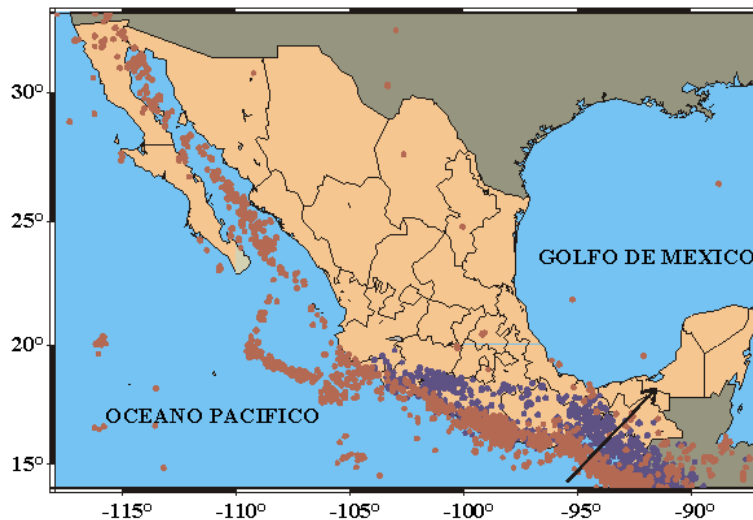


Figura 3.2 Epicentros de sismos ocurridos en México (Servicio Sismológico Nacional).

Las zonas donde existen fallas tectónicas activas, cuya ruptura genera los sismos, se denominan zonas sismogénicas. En estas zonas se producen sismos de diferentes magnitudes, según el tamaño del tramo de falla que se rompe en cada evento. La ocurrencia de los sismos se reduce de manera exponencial en donde los eventos de pequeña magnitud son muy frecuentes y a medida que la magnitud aumenta la frecuencia de estos disminuye. En 1974 Gutenberg y Richter (*Servicio S. 2010*) propusieron un modelo para relacionar el número de años que en promedio transcurre entre uno y otro evento de cierta magnitud (M), el cual se denomina periodo de retorno (N), el que está definido como:

$$\log N = a + bM \quad (3.1)$$

donde los coeficientes a y b definen el grado de actividad sísmica de la zona sismogénica. En el territorio Mexicano la distribución de los sismos está representada en la figura 3.3, donde se muestra la compilación de sismos entre los años de 1964 y 1995, la cual nos permite encontrar valores promedio de la sismicidad en la república durante este periodo. Aunque estos valores son solo promedios para todo el país, permite estimar el peligro sísmico asociado. En la figura 3.3 también se muestra la ecuación del modelo de Gutenberg y Richter, que para México; obtuvieron los valores de a y b de 4.94 y -0.82, respectivamente.

Los sismos que presentan mayor peligro son los que ocurren en las costas del Pacífico, ya que no solo se presentan sismos con mayor frecuencia, sino que también con gran magnitud. Estos sismos representan un grave peligro a las poblaciones costeras y además afectan al Valle de México por las condiciones de suelo sobre el que se desarrolló la ciudad. La causa principal de los sismos más significativos en la Costa del Pacífico es debido a la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental. Los eventos ocurren a lo largo de la falla o interface entre dichas placas, denominada Fosa Mesoamericana. La falla se extiende desde Puerto Vallarta, en Jalisco, hasta el sur de Costa Rica, en Centroamérica. Algunos de los sismos de gran magnitud son los sismos Jalisco en 1932, Michoacán 1985 y Oaxaca en 1965. Otro segmento importante es la brecha de Guerrero, donde se produjeron varios sismos con magnitudes mayores a 7.5, entre 1909 y 1911.

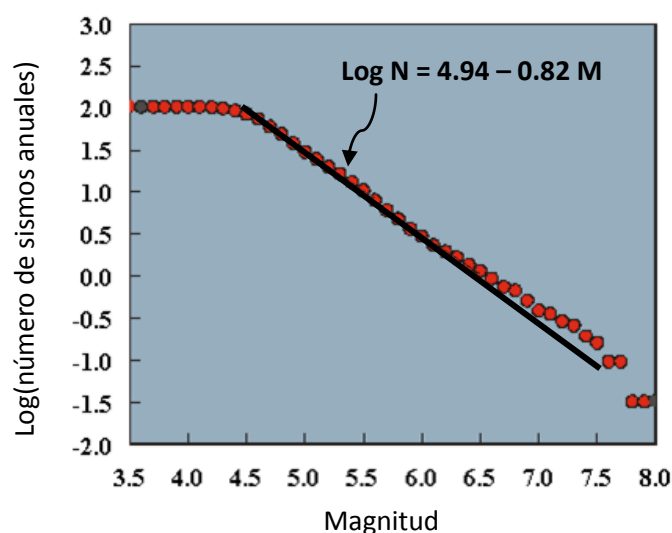


Figura 3.3 Logaritmo de sismos anuales vs magnitud (Servicio Sismológico Nacional).

El estudio de estas zonas de ruptura permite definir zonas liberadas de energía elástica, las regiones de mayor peligro sísmico, y la ubicación de los sismos que con mayor probabilidad ocurrirán en un futuro (*Servicio Sismológico Nacional*).

3.3 ACELEROGRAMAS

En ingeniería, los aparatos más importantes para medir cuantitativamente un sismo son los acelerógrafos, que miden variaciones de las aceleraciones con el tiempo en el sitio que se encuentran. Los acelerógrafos están constituidos de forma en que se puedan registrar las aceleraciones del suelo, en tres direcciones ortogonales, dos horizontales y una vertical.

Algunos de los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, la duración de la fase intensa del

movimiento y el contenido de frecuencias. Se tiene una amplia variedad de utilidades para los acelerogramas, de las cuales destacan:

- Datos de entrada para el análisis de estructuras
- Obtención de ecuaciones de atenuación de las ondas sísmicas
- Obtención de espectros de respuesta y de Fourier

El conocimiento de las fuerzas de los sismos, el análisis de sus efectos sobre las estructuras, el desarrollo de normas de construcción y los métodos para determinar el riesgo sísmico sobre las estructuras son algunas de las principales motivaciones para el estudio de acelerogramas (*Carreño et al., 1999*).

Bazán y Meli 2009 presentan la comparación de tres acelerogramas distintos entre sí, en los cuales presentan las diferencias que puede haber entre cada acelerograma, dependiendo de la distancia del acelerógrafo y el epicentro, la duración del registro y los periodos. Señalan que en estructuras de mediana o baja altura, con periodos relativamente cortos, los movimientos más dañinos son los registros con aceleraciones altas, duraciones considerables y frecuencias altas. En el caso de estructuras altas y flexibles, con periodos naturales de vibración largos, los sismos de gran duración y periodos muy largos las afectan considerablemente, aunque la aceleración máxima del movimiento sea pequeña. Para el caso de movimientos con aceleraciones muy grandes, pero poca duración y periodos muy cortos, los daños generalmente resultan menores debido a que la menor duración hace que el número de ciclos de vibración inducidos en la estructura sea menor, lo que ocasiona que la amplificación en la vibración también sea menor.

TRATAMIENTO Y CORRECCIONES

Los acelerogramas obtenidos en campo regularmente presentan errores, los cuales deben ser corregidos para poder utilizarlos y que éstos sean lo más aproximados a la aceleración del suelo durante el sismo. En el trabajo de *Carreño et al. (1999)*, se menciona el tratamiento que debe hacer a los acelerogramas para el correcto uso de los mismos, estas correcciones se hacen con información del aparato de medición (corrección instrumental) o sobre el acelerograma directamente (corrección de línea base).

Para corrección instrumental se hace la convolución del registro con la función de transferencia del instrumento. Para ello, es necesario conocer las constantes de calibración del instrumento, tales como la sensibilidad del acelerómetro, la frecuencia natural (ω_n) y el amortiguamiento (ξ).

La corrección de línea base, por su parte, se hace porque en ocasiones los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Este error puede no tener una importancia considerable en aceleración, pero resulta muy significativo cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que se considera el área que hay entre la curva de aceleración y la línea base.

Otro efecto que debe tenerse en consideración es la repercusión del ruido sobre el acelerograma, el cual puede ser ocasionado por fenómenos naturales o por el tratamiento de los datos. El ruido $r(t)$ está representado por la diferencia del acelerograma sin corregir $a(t)$ y la señal sísmica $s(t)$, como se muestra en la ecuación 3.2.

$$r(t) = a(t) - s(t) \quad (3.2)$$

El ruido que se presenta en los acelerogramas puede ser el *ruido de alta frecuencia*, que aparece por encima de la banda de frecuencias con las que se trabaja, afectando principalmente los picos de aceleración fundamental, y el *ruido de baja frecuencia*, el cual aparece por debajo de la banda de frecuencias con la que se trabaja. Este último afecta básicamente el proceso de integración, ya que considera el área bajo la curva cuando se integra la aceleración. Para evitar este tipo de error en los registros se limita la banda de frecuencias utilizando filtros pasa-baja, que eliminan las altas frecuencias, y filtros pasa-alta, para eliminar las frecuencias bajas. Una mejor opción son los filtros pasa-banda, que eliminan las frecuencias altas y bajas simultáneamente.

3.4 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS

La práctica común para el análisis en el dominio temporal de estructuras sometidas a acciones sísmicas utiliza como entrada registros de sismos cercanos al lugar de interés. No obstante, esta información, que no siempre está disponible, induce una alta incertidumbre en la respuesta estructural, debido a que tales registros no cubren todos los máximos en la banda de frecuencias de interés. Así mismo, las aceleraciones registradas no suelen cumplir los rangos de amplitudes y frecuencias establecidas en los códigos de diseño. La generación de acelerogramas artificiales es una excelente herramienta para este tipo de análisis, ya que permite obtener señales que cubren un amplio rango de frecuencias, y se ajustan a las amplitudes espectrales especificadas en las diferentes normativas (*Bonett et al, 2002*).

3.4.1 Técnicas de obtención de acelerogramas sintéticos

La obtención de acelerogramas sintéticos comprende diferentes procedimientos de índole estocástica, los cuales, principalmente, son los registros compatibles con un espectro de respuesta y los registros no compatibles con un espectro de respuesta, los cuales se comentan en los apartados siguientes.

a) Acelerogramas no compatibles con un espectro de respuesta

Para la generación de los acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta existen varios modelos, lo cual ha asentado las bases de una ciencia llamada Ingeniería sísmológica, cuyo objetivo principal es definir la acción de los sismos sobre las estructuras de manera compatible con las teorías y modelos propios de la sismología y la geofísica. A continuación se presentan algunos modelos representativos para la generación de historias de aceleración en el tiempo.

Primeras formulaciones

Las primeras formulaciones consideraban los sismos como procesos estacionarios modulados por funciones deterministas, utilizadas para representar la variación temporal de la intensidad del sismo.

Para generar sismos a partir de estos modelos, se utiliza un ruido blanco, el cual sirve para evaluar las principales características de estructuras simples y lineales al ser sometidas a este tipo de excitación. Uno de los modelos de este tipo más utilizados es la superposición de ondas o pulsos propuesta por Housner en 1964, basando su método en el hecho de que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de senos o cosenos. Kanai y Tajimi desarrollaron un modelo que aún continua recibiendo una amplia aceptación debido a su sencillez, en el cual buscan recuperar la hipótesis de densidad espectral constante, propia del ruido blanco.

Ruido blanco filtrado y modulado

El método más simple de obtener un proceso no estacionario $a(t)$, es multiplicar un proceso estacionario $z(t)$, por una función envolvente dependiente del tiempo $I(t)$, esto es:

$$a(t) = I(t)z(t) \quad (3.3)$$

Existen varias propuestas para la función envolvente, de las cuales la más simple es la rectangular. Un ejemplo de una propuesta es la proporcionada por Shinozuka y Sato en 1967, definida por

$$I(t) = H(t)(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}) \quad (3.4)$$

donde α y β son constantes y $H(t)$ es la función escalón de Heaviside. La ecuación se aplicó a un proceso gaussiano obtenido mediante el filtrado de ruido blanco, el cual consistió en un sistema amortiguado de un grado de libertad con periodo natural no amortiguado igual a 0.5 seg y una fracción de amortiguamiento crítico de 0.3. (Barbat, 1994).

Superposición de ondas armónicas moduladas

En este método se considera que un proceso estacionario es base de que cualquier función periódica que puede ser expandida en una serie de senos o cosenos, de la forma:

$$z(t) = \sum_{j=1}^n A_j \sin(\omega_j t + \varphi_j) \quad (3.5)$$

donde A_j es la amplitud, φ_j es el ángulo de fase de la n -ésima senoide y ω_j es la frecuencia. φ_j son n variables aleatorias, independientes y uniformemente distribuidas en el intervalo $(0, 2\pi)$, mientras las amplitudes suelen ser calculadas en función de la densidad espectral de potencia definida para el proceso, $G_z(t)$.

Este proceso se multiplica por una función de intensidad para obtener un proceso no estacionario en amplitud, el cual ha sido utilizado ampliamente. Un ejemplo es el propuesto por Gasparini y Vanmarcke, expresado como:

$$a(t) = I(t) \sum A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (3.6)$$

donde $I(t)$ es la función de intensidad, φ_n son variables aleatorias independientes uniformemente distribuidas entre 0 y 2π . A_n son amplitudes y ω_n las frecuencias.

Métodos sismológicos

Estos métodos permiten la incorporación directa de parámetros sísmicos, tales como magnitud, distancia focal, dimensiones de falla, atenuación y velocidad de la onda de corte. Los métodos sismológicos tienen al menos tres ventajas sobre los empíricos (Barbat *et al.*, 1994):

- 1) Ayudan a comprender la mecánica de los mecanismos que originan los sismos.
- 2) Pueden ser usados para predecir futuros terremotos.
- 3) Sus resultados pueden ser extrapolados para los casos que no hay datos disponibles.

Uno de los primeros modelos usados para generar acelerogramas artificiales está basado en la teoría de la dislocación o rotura puntual. Este modelo utiliza el momento sísmico y supone una función de deslizamiento de falla para caracterizar la fuente sísmica y la teoría de ondas, para modelar la transmisión de las ondas sísmicas de cizalla generadas en un lugar, a través de un espacio homogéneo.

Uno de los métodos más populares es el método de la función empírica de Green, en donde la función define una onda, generada por un pequeño impulso, viajando a través de un medio elástico. En este método las funciones derivadas a partir de un evento sísmico, son superpuestas, con retrasos de tiempos cortos, para generar acelerogramas de eventos mucho más grandes, basados en leyes de escala establecidos. La ventaja de este método es la simplicidad, pero su potencial está limitado por el hecho de que los eventos sísmicos reales representativos y las funciones empíricas de Green adecuadas, no están siempre disponibles (Rosangel, 2006).

b) Acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta

La generación de este tipo de acelerogramas se basa principalmente en la consideración de que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de ondas sinusoidales

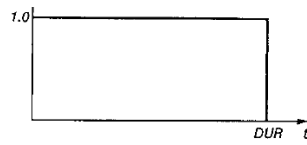
$$z(t) = \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad (3.7)$$

donde A_i es el conjunto de amplitudes determinadas de tal manera que del registro artificial tenga un espectro similar al de la señal original, φ_i es el conjunto de ángulos fase que toman valores aleatorios entre 0 y 2π , ω_i es el conjunto de frecuencias, elegidos en intervalos regulares dentro de un rango especificado, n es el número de funciones sinusoidales consideradas que a medida que es mayor mejora la compatibilidad del espectro.

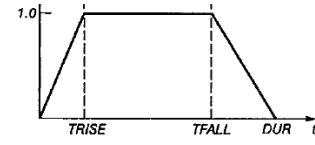
El método se basa en el hecho de que la función de la ecuación 3.7 es modulada por una función temporal envolvente $I(t)$ que define la forma del acelerograma (figura 3.4a y 3.4 b). Este modelo permite generar señales sísmicas artificiales que se expresan como historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos compatibles con un espectro de respuesta prescrito (Barbat *et al.*, 1994).

$$\alpha(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad (3.8)$$

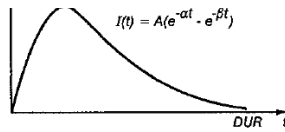
Envolvente estacionaria



Envolvente trapezoidal



Envolvente exponencial



Envolvente compuesta

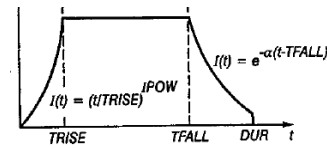


Figura 3.4 b) Funciones de intensidad que definen el carácter transitorio de los sismos en el programa SIMQKE.

Calculo de las amplitudes

La compatibilidad de la señal artificial con el espectro dado se debe a que las amplitudes A_i se calculan a partir de la función de densidad espectral de potencia $G_z(\omega)$, que se obtiene, a su vez del pseudo espectro de velocidad. La función de densidad espectral de potencia representa la contribución relativa de cada frecuencia ω_i al valor medio cuadrático del proceso.

En un proceso que está dado por una función aleatoria estacionaria con media nula, la varianza de la función es igual a la potencia total de su función de densidad espectral de potencia

$$\sigma_z^2 = \int_0^\infty G_z(\omega) d\omega \quad (3.9)$$

Por otra parte, la función sinusoidal $z(t) = a \sin(t)$ tiene una varianza

$$\sigma_z^2 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} A^2 \sin^2(t) dt = \frac{A^2}{2} \quad (3.10)$$

Por lo tanto, la potencia total del proceso definido por la ecuación 3.10 es

$$\int_0^\infty G_z(\omega) d\omega = \sigma_z^2 = \sum_{i=1}^n \frac{A_i^2}{2} \quad (3.11)$$

Si el número de sinusoides n en la función que define el proceso $z(t)$ es alto, la potencia total se aproxima como la integral del área debajo de la curva $G_z(\omega)$, esto es

$$\sum_{i=1}^n G_z(\omega_i) \Delta\omega_i = \sum_{i=1}^n \frac{A_i^2}{2} \quad (3.12)$$

Debido a que la densidad espectral de potencia $G_z(\omega)$ representa la contribución relativa de cada frecuencia ω_i , se acepta la hipótesis de igualdad término a término

$$G_z(\omega_i) \Delta\omega_i \approx \frac{A_i^2}{2} \quad (3.13)$$

Con esta función, las amplitudes que definen la ecuación 3.8 se pueden calcular como:

$$A_i \approx \sqrt{2G_z(\omega_i) \Delta\omega_i} \quad (3.14)$$

Generación de la función de densidad espectral de potencia $G_z(\omega)$

La determinación de la función de densidad espectral de potencia para una señal desconocida $z(t)$ se hace a partir de la velocidad máxima relativa $S_{\ddot{u}}(\omega_n)$ y la fracción de amortiguamiento crítico ξ de un sistema de un grado de libertad excitado por la señal desconocida $z(t)$.

El procedimiento se hace a partir de la teoría de vibraciones aleatorias, en donde se define en términos probabilistas el espectro de pseudo aceleraciones espectrales $S_{\ddot{u}}(\omega_n, \xi)$ de un sistema de un grado de libertad, en función de la desviación estándar de las aceleraciones totales medidas del sistema

$$S_{u_{s,p}} = \zeta_{s,p} \sigma_{\ddot{u}}(\omega_n) \quad (3.15)$$

donde $S_{u_{s,p}}$ es el nivel de aceleración, en el cual el valor absoluto de la respuesta $\ddot{u}(t)$ del sistema tiene una probabilidad p de ser excedido cuando es excitado por una señal estacionaria \ddot{z} de duración s ; $\sigma_{\ddot{u}}(\omega_n)$ es la desviación estándar de las aceleraciones totales del sistema lineal con frecuencia natural ω_n , en el instante ; y $\zeta_{s,p}$ es un factor pico, que es función de la probabilidad p y la duración s .

El factor pico se determina aproximadamente, con el procedimiento denominado “problema de primer sobrepaso”. Considerando un sistema de un grado de libertad y una excitación estacionaria, el factor pico se define aproximadamente mediante

$$\zeta_{s,p} \approx \sqrt{2 \ln \left(-\frac{\omega_n s}{\pi \ln p} \left[1 - e^{-\sqrt{4\xi_s \ln \left(-\frac{\omega_n s}{\pi \ln p} \right)}} \right] \right)} \quad (3.16)$$

donde ξ_s es un amortiguamiento ficticio dependiente de la duración s de la señal, dado por

$$\xi_s = \frac{\xi}{1 - e^{-2\xi\omega_n s}} \quad (3.17)$$

el cual puede ser considerado igual al comportamiento real.

Mediante un resultado básico de la teoría de vibraciones aleatorias de sistemas lineales, se establece una relación entre las funciones de densidad espectral de potencia de entrada y salida del sistema, para así obtener la función de densidad espectral de potencia buscada, que se determina de manera iterativa.

$$G_z(\omega_n) \approx \frac{1}{\omega_n(\frac{\pi}{4\xi_s}-1)} \left[\frac{\omega_n^2 S_{ii}^2(\omega_n)}{\xi_{s,p}^2} - \int_0^{\omega_n} G_z(\omega) d\omega \right] \quad (3.18)$$

Para evaluarla se empieza por la frecuencia natural más baja ω , donde la contribución del término integral de la derecha es nulo. Para la frecuencia ω_i se conoce la integral numérica de $G_z(\omega)$ y, por tanto, se puede calcular $G_z(\omega_{i+1})$.

Mejora de la señal artificial

Una vez que se tiene la función de densidad espectral de potencia $G_z(\omega_n)$, se genera la señal de excitación usando las ecuaciones 3.7 y 3.14. Esta se multiplica por la función de intensidad $I(t)$, con lo que se obtiene la función no estacionaria $a(t)$. Esta señal generada presenta deficiencias, las cuales pueden ser eliminadas mediante los procedimientos que se presentan a continuación:

i) Ajuste de la línea base. El acelerograma generado, $a(t)$, se corrige por línea base, intentando que tanto la velocidad como el desplazamiento de la señal tiendan a cero al final del sismo, mediante una corrección parabólica cuyos coeficientes de corrección son elegidos para que minimicen el valor cuadrático medio de la velocidad. El acelerograma corregido $a'(t)$ tiene la forma:

$$a'(t) = a(t) + c_0 + c_1 \frac{t}{s} + c_2 \left(\frac{t}{s} \right)^2 \quad (3.19)$$

donde s es la duración de la señal. La velocidad se obtiene integrando la ecuación 3.19 con condiciones nulas y los coeficientes c_0 , c_1 y c_2 , que se seleccionan de manera tal que el valor cuadrático medio sea mínimo en el intervalo $[0,s]$. Lo que nos lleva a la relación

$$\begin{Bmatrix} c_0 \\ c_1 \\ c_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -300 & 900 & -630 \\ 1800 & -5760 & 4200 \\ -1890 & 6300 & -4725 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

donde

$$b_k = s^{-k-3} \int_0^s v(t) t^{k+1} dt \quad k = 0,1,2 \quad (3.21)$$

$v(t)$ es la velocidad correspondiente de $a(t)$. Las integrales de la ecuación 3.21 se pueden evaluar numéricamente. Después de esta corrección, la doble integración de $a'(t)$ proporciona las velocidades y desplazamientos.

ii) Ajuste de la aceleración máxima. La aceleración máxima obtenida mediante el algoritmo descrito no se garantiza que sea la deseada. Sin embargo, se espera que la diferencia entre la aceleración obtenida y la esperada sea relativamente pequeña, por lo tanto se impone directamente el valor deseado de la aceleración máxima teniendo en cuenta dos alternativas posibles:

- Si el valor absoluto de la aceleración máxima obtenida es menor que la esperada, solo se modifica su valor absoluto al valor deseado.
- Si el valor absoluto de la aceleración máxima obtenida es mayor, se escalan todas las aceleraciones que su valor absoluto sobrepase el especificado.

Con esto se garantiza que solo existirá una sola aceleración máxima de valor absoluto igual al especificado. Esto solo afecta a la respuesta en el rango de frecuencias muy altas por qué no se tiene mayor incidencia.

iii) Ajuste de la respuesta espectral. El carácter aproximado de las expresiones anteriores y los ajustes ocasionan que el espectro de respuesta no sea exactamente igual al especificado. Para mejorar este ajuste se utiliza un procedimiento cíclico en el que se compara el espectro de respuesta con el especificado en un conjunto de frecuencias de control $j=1, \dots, m$. En cada frecuencia de control, j , se obtiene la relación entre la respuesta deseada y calculada. Para mejorar el ajuste, se modifica el valor correspondiente de la función de densidad espectral de potencia en proporción al cuadrado de la relación.

$$G(\omega_j)_{i+1} = G(\omega_j)_i \left[\frac{S_u(\omega_j)}{S_u^i(\omega_j)} \right]^2 \quad j = 1, \dots, m \quad (3.22)$$

Con la cual se genera una nueva señal de excitación.

3.4.2 Acelerogramas para el análisis

Uno de los aspectos más importantes que se tomó en consideración para la elección de los acelerogramas base para la generación de los sintéticos, es la distancia de la estructura a la estación en donde se tomó el registro del acelerograma. El puente Motín de Oro, uno de los puentes que se estudió en este trabajo, se localiza en la carretera Playa Azul – Manzanillo, en el kilómetro 166+056, en el estado de Michoacán de Ocampo, como se muestra con la señal verde en la figura 3.5.

De la Base Mexicana de Sismos Fuertes se seleccionaron los registros de las estaciones que por la distancia son las más cercanas al puente en estudio, las cuales se muestran en la tabla 3.1 con su ubicación y la distancia de la estación al puente. Las estaciones se presentan en orden ascendente, esto es, ordenadas por la distancia entre los dos puntos. Los aspectos relevantes de las estaciones en estudio, tales como localización, tipo de acelerógrafo, velocidad de muestreo, entre otros, son:



Figura 3.5 Ubicación del puente Motín de Oro y de las estaciones (Google Earth, 2010).

- **Caleta de Campos.** Se encuentra localizada en la Escuela Secundaria Técnica #69 de Pesca, en Caleta de Campos Michoacán. Cuenta con un acelerógrafo modelo DSA-1 con tres canales, dos horizontales y uno vertical (S90E, S00E, V) y con una velocidad de muestreo de 200 muestras por segundo. El tipo de suelo en el cual está la estación es roca.
- **Colima II.** Está localizada en el Cerro de la Cumbre Colima, colonia Terreno, que pertenece a la iglesia. El modelo del acelerógrafo es Q680 con tres canales, uno vertical y dos horizontales (V, N00E, N90E) y una velocidad de muestreo de 80 muestras por segundo. El tipo de suelo donde se encuentra la estación es caliza cristalizada.
- **Arteaga.** Esta estación está localizada en la escuela primaria anexa a escuela Normal Arteaga Michoacán. El modelo del acelerógrafo es DCA-333, el cual cuenta con tres canales, dos horizontales y un vertical (N90E, N00E,V) y su velocidad de muestreo es de 100 muestra por segundo. El tipo de suelo es roca.
- **Termoeléctrica de Manzanillo.** Se encuentra localizada en la subestación de la Termoeléctrica de Manzanillo, en campo libre. El modelo del acelerógrafo es DCA-333R, con tres canales, dos horizontales y un vertical (N00E, N90E, V). La velocidad de muestreo del aparato es de 100 muestras por segundo.
- **SICARTSA Lázaro Cárdenas.** Está ubicada en SICARTSA primer, nivel control alto, el cual se encuentra sobre la estructura. El modelo del acelerógrafo es DCA-333R con tres canales, dos horizontales y un vertical (N45E, N45W, V). La velocidad de muestreo del acelerógrafo es de 100 muestras por segundo.
- **Guacamayas** está ubicada en el Campamento SARH Guacamayas, cerca de Lázaro Cárdenas, en Michoacán. El tipo de terreno es arcilla compacta y el modelo del acelerógrafo es DCA-310, de la misma manera que los acelerógrafos anteriores, cuenta con tres canales dos horizontales y uno vertical (N90W, S00E, V) y la velocidad de muestreo es de 100 muestras por segundo.

Tabla 3.1 Ubicación de las estaciones y distancia ente el puente y la estación.

| Estación | LAT. N | LONG. W | DISTANCIA |
|---|--------|---------|-----------|
| Caleta de Campos | 18.073 | 102.755 | 79.88 |
| Colima II | 19.238 | 103.721 | 104.08 |
| Arteaga | 18.356 | 102.293 | 123.42 |
| Termoeléctrica Manzanillo | 19.070 | 104.340 | 123.54 |
| SICARTSA L. Cárdenas Mich. Terreno Jard. | 17.960 | 102.250 | 134.44 |
| Guacamayas | 18.025 | 102.204 | 137.11 |

Otros parámetros importantes para la selección de los acelerogramas base son la aceleración máxima, la duración del registro y la magnitud del mismo. En la tabla 3.2 se muestra de manera resumida los parámetros de sismos registrados en algunas de las estaciones antes mencionadas, los cuales se seleccionaron de manera que se cubrieran distintos valores de aceleración máxima en los registros.

Tabla 3.2 Acelerogramas representativos de cada estación.

| NOMBRE DE LA ESTACIÓN | FECHA | HORA | MAGNITUDES | | | DURACIÓN | ACELERACIONES MÁXIMAS | |
|---------------------------|-----------|----------|------------|-----|-----|----------|-----------------------|---------|
| | | | Mb | Ms | Mc | | Comp 1 | Comp 2 |
| Caleta de Campos | 19-sep-85 | 13:17:42 | 6.8 | 8.1 | 8.1 | 50.6 | -140.68 | -139.73 |
| Caleta de Campos | 30-abr-86 | 07:07:18 | 6.2 | 7.0 | 6.4 | 25.185 | 97.17 | -76.515 |
| Caleta de Campos | 11-ene-97 | 20:28:27 | 6.5 | 6.9 | - | 65.5 | 396.21 | 350.27 |
| Termoeléctrica Mnz | 25-oct-92 | 05:27:11 | 4.1 | - | 4.8 | 28.48 | 151.7342 | 16.022 |
| Termoeléctrica Mnz | 09-oct-95 | 15:35:51 | 7.3 | - | 6.5 | 118.34 | 395.73 | 312.41 |
| Termoeléctrica Mnz | 12-oct-95 | 16:53:04 | 5.5 | - | 5.5 | 48.6 | 226.98 | 241.01 |
| SIRCARTSA L. C. | 10-dic-94 | 16:17:40 | - | - | 6.3 | 75.02 | 258.02 | 119.69 |
| SIRCARTSA L. C. | 25-ene-96 | 12:45:09 | 5.3 | - | - | 38.49 | 140.837 | 102.96 |
| Colima II | 30-abr-86 | 07:07:18 | 6.2 | 7.0 | 6.4 | 50.64 | 69.192 | 84.052 |

En la figura 3.6 se muestran acelerogramas representativos de las estaciones de Caleta de Campos, SICARTSA L. C., Termoeléctrica de Manzanillo y de la estación de Colima II. Estos varían en las duraciones del registro, las amplitudes máximas, la duración de la fase intensa y el contenido frecuencial.

Para la elección de los acelerogramas base, se seleccionaron dos con grandes aceleraciones, los cuales varían en la duración de la fase intensa. El primero es el sismo del 11 de enero de 1997, que tiene una duración mayor que la del 12 de octubre de 1995. También se escogieron dos sismos

más con aceleraciones menores, pero con una duración de la fase intensa mayor, estos sismos son los del 19 de septiembre de 1985 y el del 30 de abril de 1986. En la figura 3.7 se presentan las aceleraciones de los registros seleccionados, que sirvieron de base para la simulación de acelerogramas.

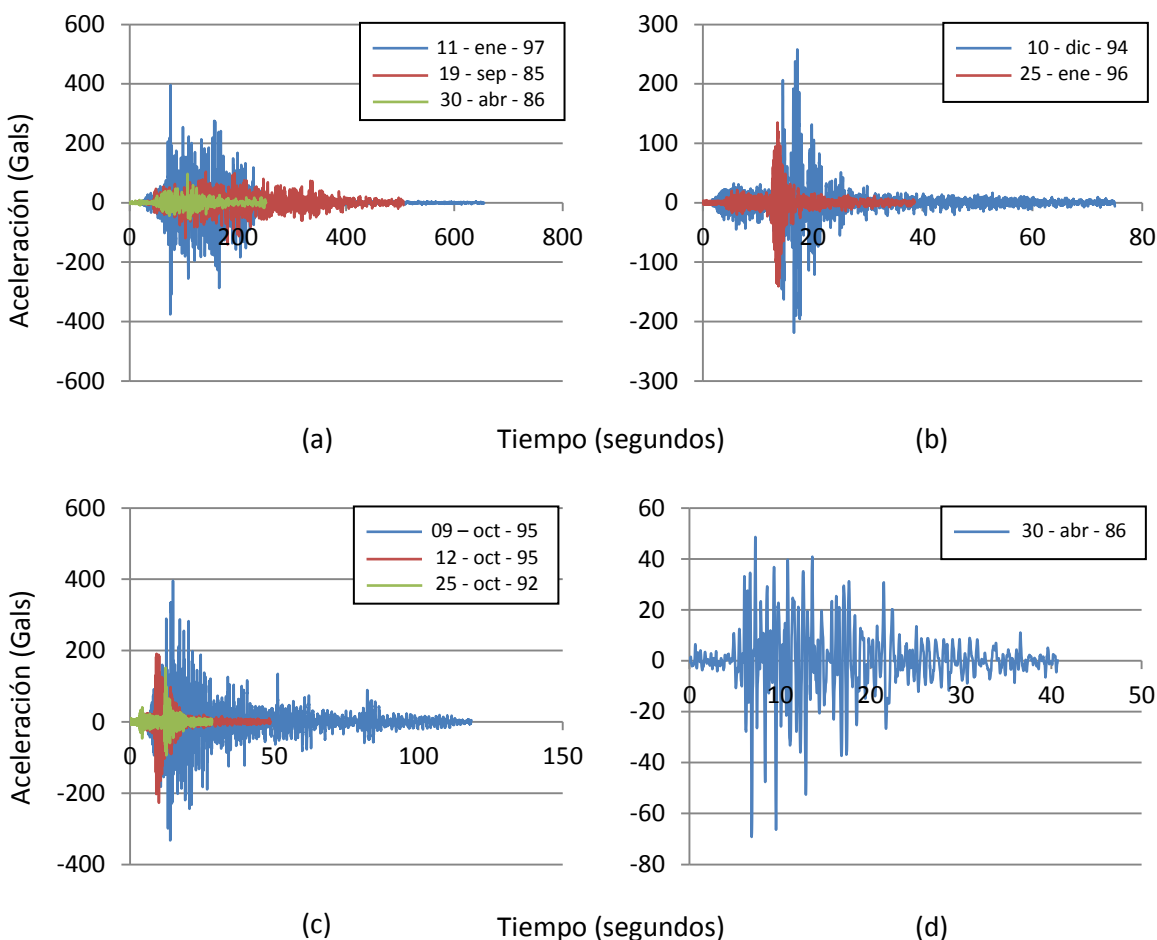


Figura 3.6 Registros de las estaciones de Caleta de campos (a), SICARTSA L. C. (b), Termoeléctrica de Manzanillo (c) y Colima II (d).

En la figura 3.8 se muestra la diferencia de los espectros de los sismos seleccionados, en donde se puede observar que los espectros afectan principalmente a estructuras de bajos periodos, como el caso de los puentes seleccionados para los análisis. Los sismos seleccionados tienen, por tanto, periodos fundamentales menores a 0.6 s.

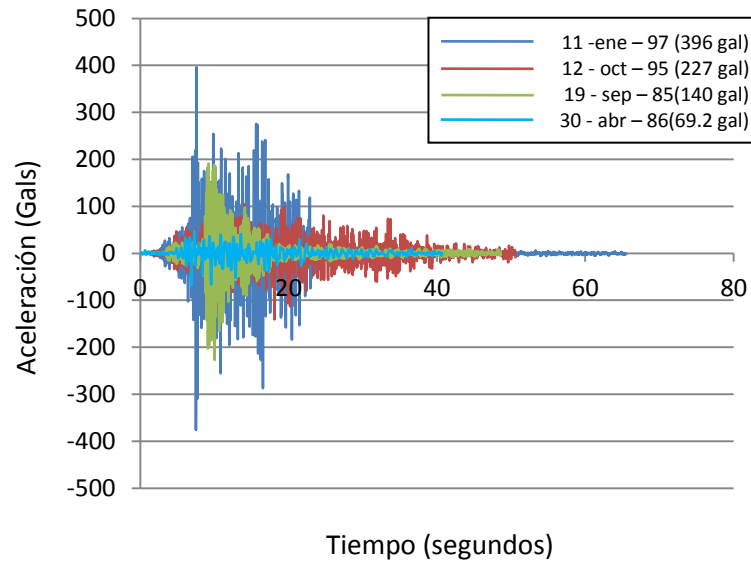


Figura 3.7 Registros seleccionados para la generación de los acelerogramas artificiales.

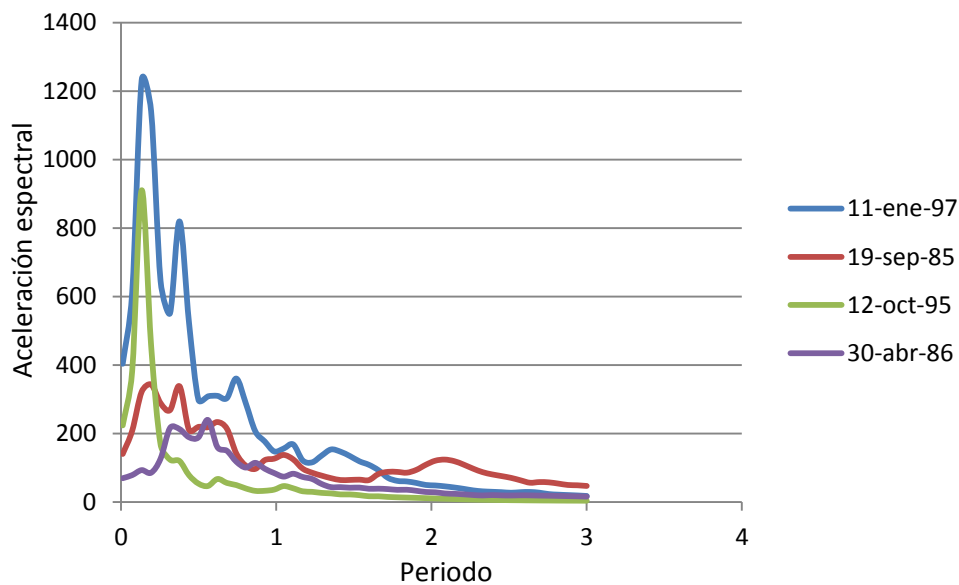


Figura 3.8 Espectros de respuesta de los acelerogramas de la figura 3.8.

3.5 PROGRAMA SIMQKE

En este trabajo, para la generación de los acelerogramas artificiales, se utilizó el programa SIMQKE, con el cual se pueden generar acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta definido por el usuario, o con una función de densidad espectral de forma. Así, con esta

metodología, para cada espectro de respuesta se pueden generar un número infinito de acelerogramas diferentes, aunque de la misma familia de registros. El programa consta de las siguientes funciones principales (*Manual SIMQKE*):

- Se calcula una función de densidad espectral de potencia de un espectro determinado de respuesta suavizado.
- Se genera estadísticamente acelerogramas tiempo-historia artificiales independientes por iteración para que coincida con el espectro de respuesta especificado.
- Se realiza una corrección línea base en el movimiento generado, para asegurar que la velocidad del suelo al final sea nula.
- Se calcula el espectro de respuesta con el tiempo-historia como entrada.

El procedimiento de la generación del acelerograma se basa en el hecho de que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de ondas sinusoidales $z(t)$ (ecuación 3.7), la cual se multiplica por una función envolvente determinista $I(t)$ (ecuación 3.8), que define la variación temporal del registro. Además, se considera que el ángulo de fase de las funciones senoidales que forman $z(t)$ es una variable aleatoria con distribución uniforme entre 0 y 2π , lo que genera los diferentes elementos de la familia de sismos.

Para el suavizado del espectro calculado y para mejorar el proceso, se implementó un procedimiento iterativo. En cada ciclo de iteración, la respuesta calculada es comparada con el objetivo en un conjunto de frecuencias de control. La relación de la respuesta deseada a la respuesta registrada es obtenida en cada frecuencia de control y el valor correspondiente de la densidad espectral de potencia es modificada en proporción al cuadrado de esta relación, por ejemplo en cualquier ciclo i se tiene:

$$G(\omega)_{i+1} = G(\omega)_i \left(\frac{S_p^{(\omega)}}{S_v^{(\omega)}} \right)^2 \quad (3.23)$$

donde S_v es el valor espectral objetivo. Con la función de densidad espectral modificada se genera un nuevo movimiento y se calcula un nuevo espectro de respuesta.

Para la generación de acelerogramas artificiales se utilizó una función envolvente $I(t)$ trapezoidal, cuyos parámetros se establecieron en función al sismo base seleccionado anteriormente. Los parámetros de la envolvente se describen a continuación:

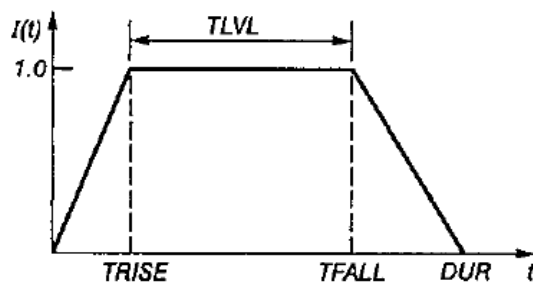


Figura 3.9 Función envolvente trapezoidal (*Manual SIMQKE*, 2002)

En la figura 3.9, *DUR* se refiere a la duración total del registro, *TRISE* es el tiempo de elevación donde comienza la fase intensa del registro, *TLVL* es la duración de la fase intensa del movimiento y *TFALL* se define como el tiempo en el cual el sismo termina su fase intensa, el cual se obtiene como la suma de *TRISE* y *TLVL*. En la figura 3.10 se muestra un ejemplo de cómo se tomaron los valores de la envolvente correspondiente al sismo del 11 de enero de 1995.

En la tabla 3.3 se muestran los parámetros que definen las envolventes para los cuatro acelerogramas base seleccionados, los cuales son utilizados para la generación de los acelerogramas sintéticos. En la primer columna de dicha tabla se enumeran los sismos que en adelante serán considerados por su numeración. Se puede observar en estos parámetros que el sismo con una mayor duración total del registro es el del 18 de septiembre de 1985 (sismo 2, 140 gal) y el de menor duración es el del 12 de octubre de 1995 (sismo 4, 226.98 gal).

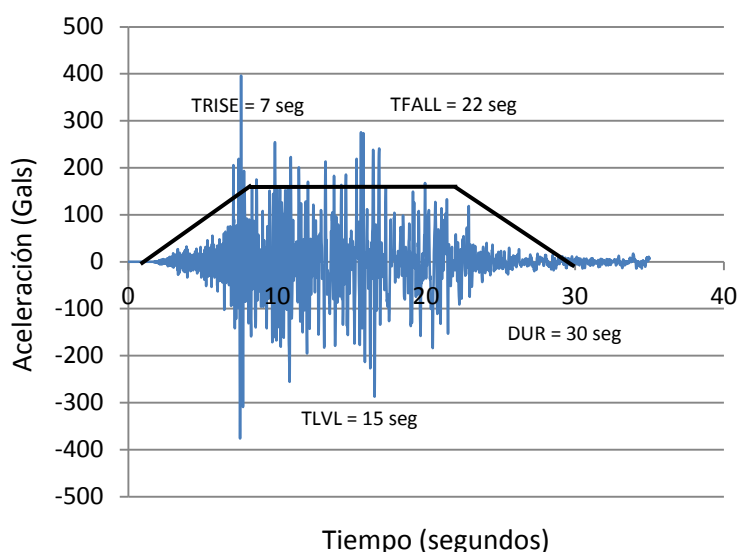


Figura 3.10 Parámetros del registro del 11 de enero de 1997 para definir la función envolvente trapezoidal.

Tabla 3.3 Parámetros de las envolventes trapezoidales de los sismos base

| Sismo | Fecha | DUR | TRISE | TLVL | TFALL |
|-------|-----------|-----|-------|------|-------|
| 1 | 11-ene-97 | 30 | 7 | 15 | 22 |
| 2 | 19-sep-85 | 50 | 10 | 23 | 33 |
| 3 | 30-abr-86 | 40 | 6 | 15 | 21 |
| 4 | 12-oct-95 | 15 | 5 | 6 | 11 |

Una vez definidos los parámetros de la envolvente trapezoidal se agregan los valores correspondientes del espectro del acelerograma base y un número aleatorio el cual es la semilla para considerar la aleatoriedad en la generación del número infinito de acelerogramas. La figura

3.11 muestra como el programa SIMQKE genera el espectro del registro y como ajusta el generado al espectro objetivo, para así generar el registro artificial. En el registro del acelerograma simulado solo se muestra la parte intensa del sismo y en este mismo se tiene un punto muy grande en el acelerograma, el cual menciona el manual del programa SIMQKE se tiene que quitar manualmente, ya que este punto lo usa el programa para generar las aceleraciones máximas en el registro.

Por último se presentan de manera resumida en la tabla 3.4 el sismo base seleccionado y tres de los trescientos registros simulados, estos sismos se seleccionaron de manera aleatoria. En la figuras 3.12 a 3.15 se presentan los espectros objetivos de los sismos seleccionados para los análisis y tres espectros de los acelerogramas simulados.

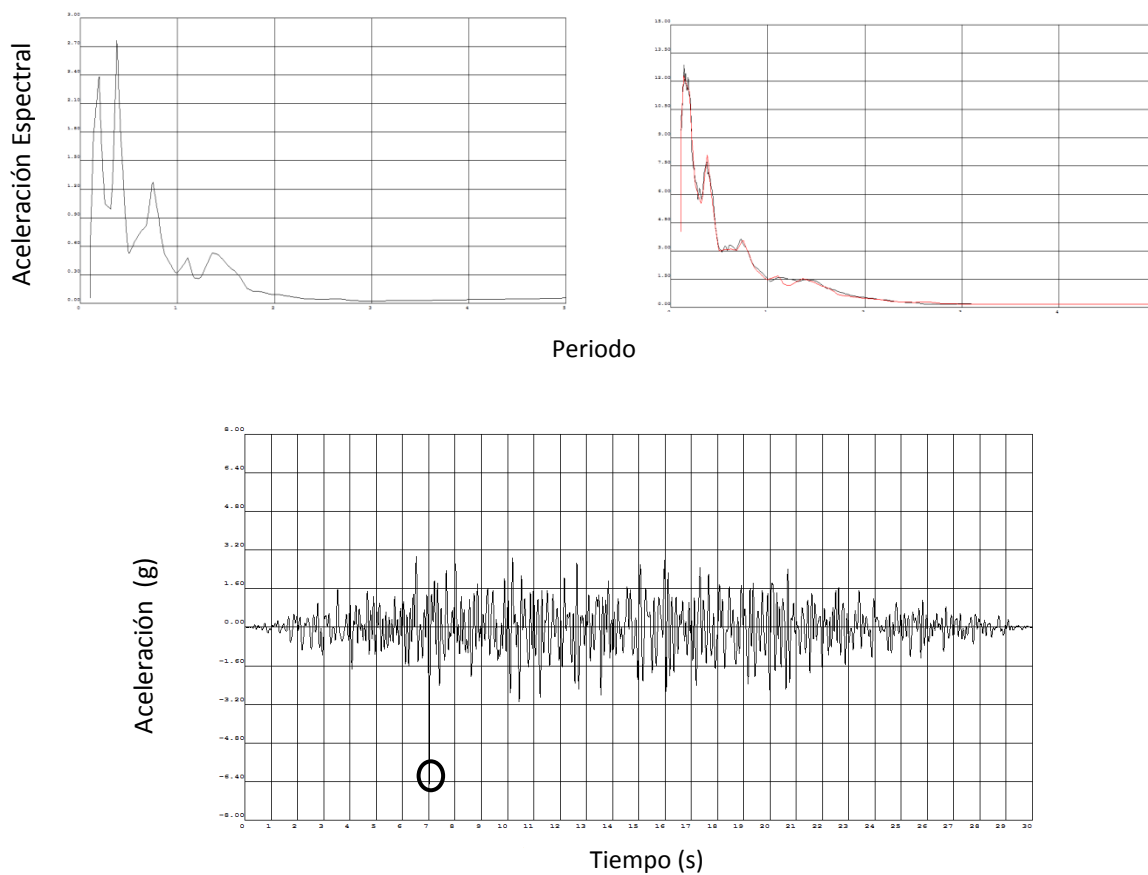
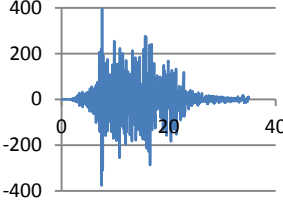
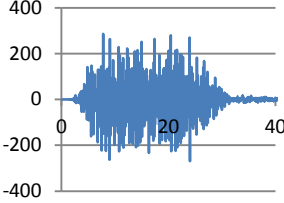
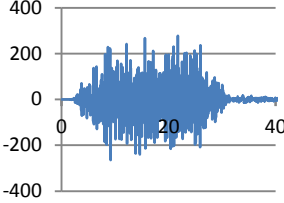
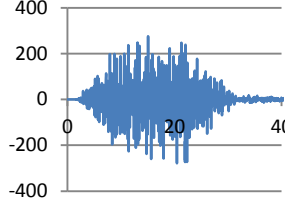
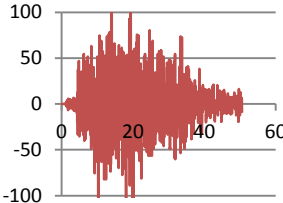
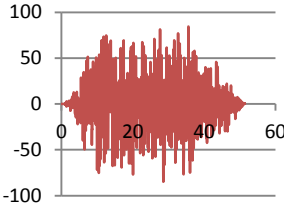
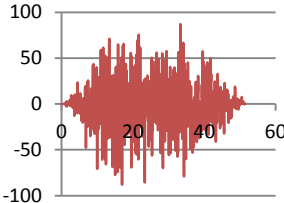
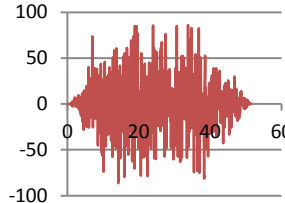
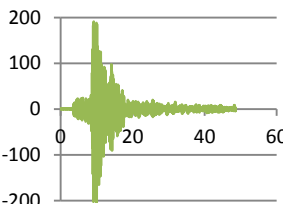
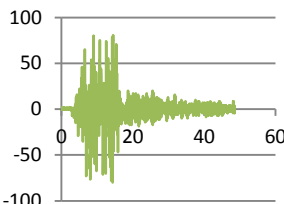
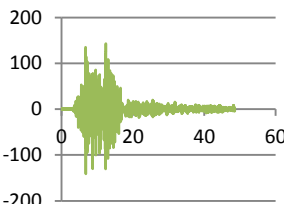
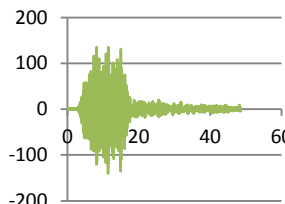
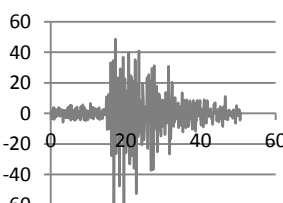
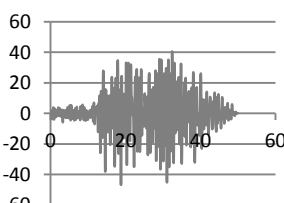
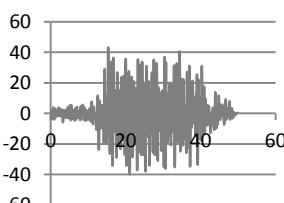
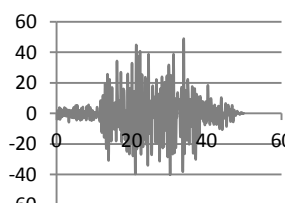


Figura 3.11 Espectro objetivo y ajustado del programa SIMQKE con el acelerograma sintético

Tabla 3.4 Sismos seleccionados con tres simulaciones del programa SIMQKE.

| Fecha | Acelerograma base | Simulado 1 | Simulado 2 | Simulado 3 |
|-------------------------|---|--|---|---|
| 11/ENE/97 396.21 Gal |  |  |  |  |
| 19/SEP/85 140.68 Gal |  |  |  |  |
| 12/OCT/95 69.192 Gal |  |  |  |  |
| 30/ABR/86 226.98 Gal |  |  |  |  |

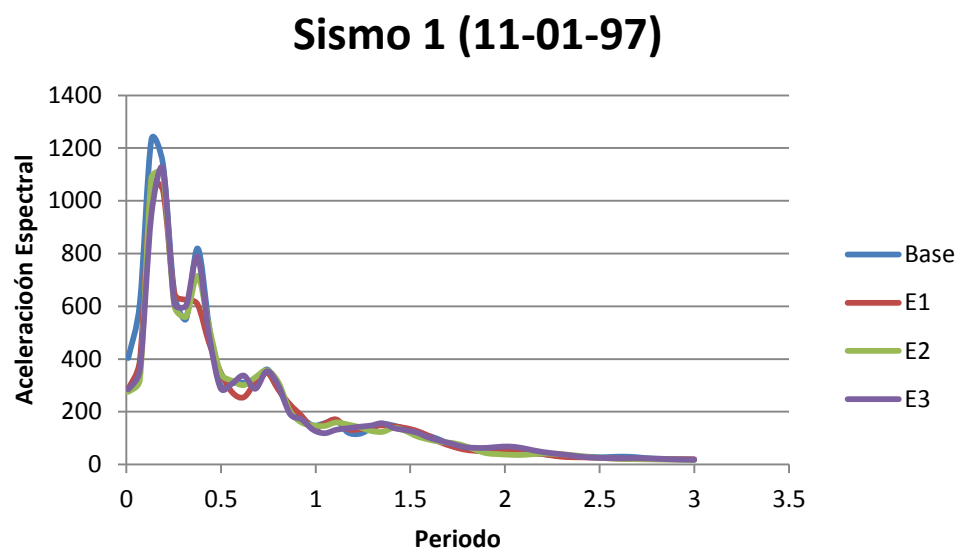


Figura 3.12 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 1).

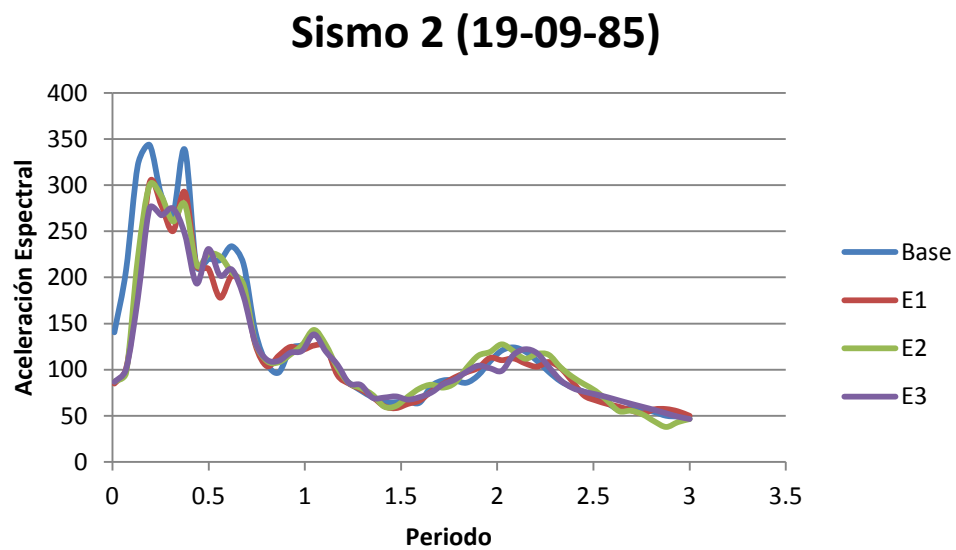


Figura 3.13 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 2).

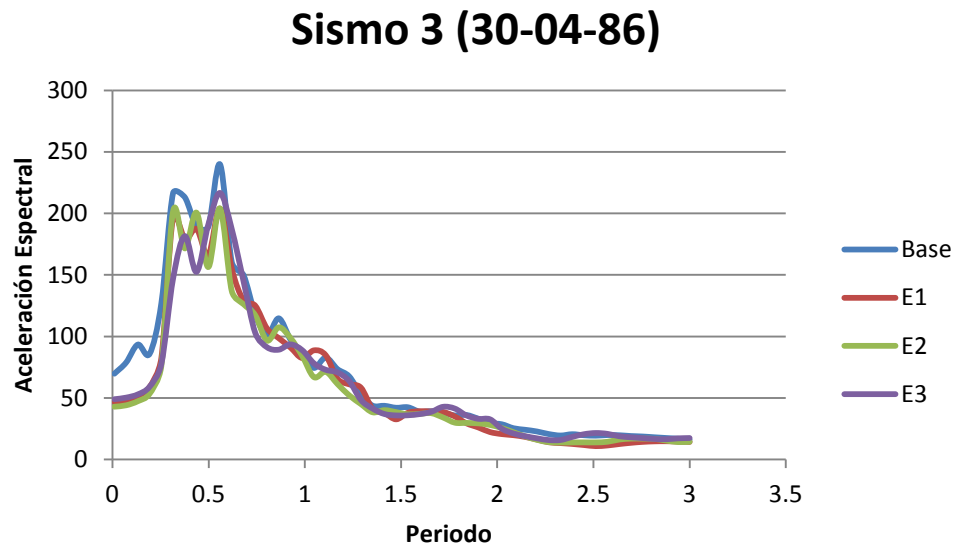


Figura 3.14 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 3).

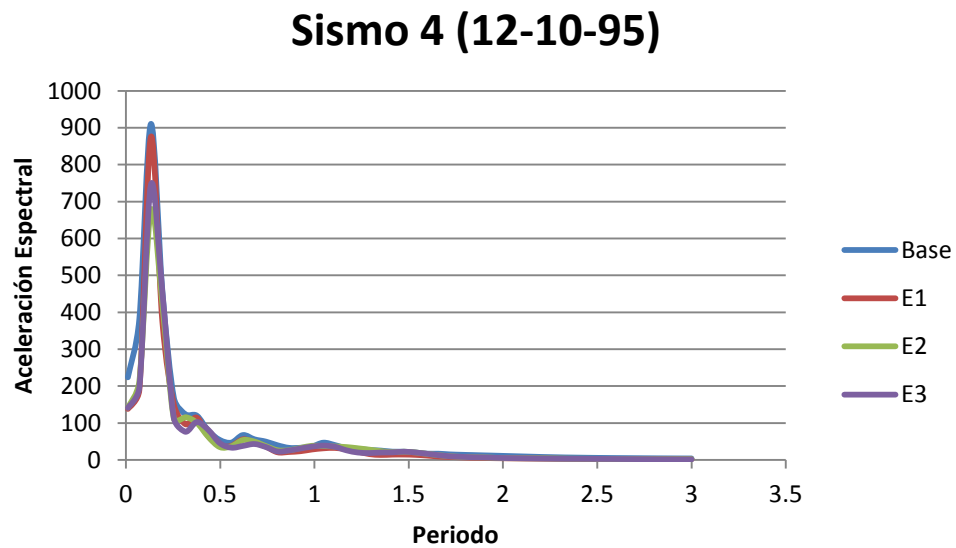


Figura 3.15 Espectros ajustados para generar los acelerogramas sintéticos (sismo 4).

CAPÍTULO 4

CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROPABILIDAD DE DAÑO

4.1 INTRODUCCIÓN

Una de las formas más utilizadas para representar vulnerabilidad de una estructura es mediante el uso de curvas de fragilidad, cuyo objetivo es representar gráficamente cuando una estructura ha sobrepasado un estado límite de daño ante la acción de un parámetro de intensidad; generalmente representado para carga sísmica por la aceleración máxima de un sismo. En forma simple, la fragilidad por sismo está definida por una probabilidad condicional, donde la demanda sísmica que actúa sobre la estructura sobrepasa su capacidad, para un nivel dado de la intensidad del movimiento del suelo (*Padget y Desroches, 2008*). Esto es:

$$\text{Fragilidad} = P[D/C \leq 1/IM] \quad (4.1)$$

donde D es la demanda sísmica de la estructura, C es su capacidad e IM es el índice de la intensidad del movimiento del suelo.

Las curvas de fragilidad son de gran utilidad, ya que son ampliamente utilizadas por ingenieros de diseño, investigadores, expertos en confiabilidad, expertos en compañías de seguros, etc. Esto es porque son parte fundamental en estudios como: evaluación y riesgo sísmico en sistemas estructurales, análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico de sistemas estructurales y no estructurales, Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación (*Bonett Díaz, 2003*).

Otra forma de representación del daño son las matrices de probabilidad de daño, las cuales expresan una probabilidad discreta de la distribución del daño, para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dada. Es decir, expresan la probabilidad condicional $P[D=E_j / i]$ de obtener un nivel de daño en una determinada tipología estructural igual a j , dado un sismo de intensidad i . (*Maldonado et al. 2007*). Uno de los principales ejemplos de la obtención de las matrices de probabilidad de daño propuestos es el reportado por el ATC-13 (1985), en donde el proceso se basa en la opinión de expertos mediante cuestionarios, donde se asigna un factor de daño a distintas tipologías estructurales con distintos grados de deterioración. Estos se definen comúnmente como: sin daño, suave, ligero, moderado, fuerte, mayor o colapso. En este trabajo se

presentan matrices de probabilidad para más de 40 tipologías de edificaciones, además de otros tipos de estructuras como puentes, presas, túneles, etc. En el ATC-13 se definió la acción sísmica a través de la escala de intensidad modificada de Mercalli.

Debido a la utilidad de las curvas de fragilidad, existen numerosos estudios sobre sus métodos de elaboración, los cuales varían principalmente en la obtención de datos. En el siguiente apartado se comentan con mayor detalle algunos de ellos.

4.2 METODOS DE ELEBORACIÓN

4.2.1. Métodos basados en la opinión de expertos

En este caso, el daño que puede sufrir una estructura ante una acción sísmica puede ser evaluado mediante la opinión de expertos. Esto se logra cuando los expertos resuelven cuestionarios con una serie de preguntas con respecto al comportamiento estructuras específicas. Este método puede ser de gran utilidad para la calibración de resultados obtenidos mediante métodos analíticos y/o empíricos.

Para la utilización de este método se determina un parámetro de daño, el cual está en función de algún parámetro de intensidad sísmica. A los resultados obtenidos con ese factor se ajustan una función de distribución de probabilidad. Después, se establecen los estados de daño a considerar, definiendo un intervalo de variación del parámetro cuantificador de daño. Las probabilidades de cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica.

En el número 13 del Applied Technology Council (ATC-13, 1985) se desarrollaron matrices de probabilidad de daño, donde se proveen metodologías de pérdida y daño sísmico mediante la opinión de expertos para toda una gama de tipologías estructurales. Para esto se hicieron una serie de cuestionarios que consideran hasta siete estados de daño, para un valor de Intensidad de Mercalli modificada.

Posteriormente, Anagnos *et al*, en 1995 siguieron este método para transformar las matrices de probabilidad de daño del ATC-13, en curvas de fragilidad para 40 tipos de clases de edificaciones. Para esto se utiliza el parámetro de intensidad de Mercalli modificada MMI y un factor de daño d_f , que representan la demanda y el comportamiento de la estructura, respectivamente. Para calcular las probabilidades de excedencia, se utilizan los intervalos de variación propuestos en el ATC-13 (Tabla 4.1) y la función de distribución Beta. En la figura 4.1 se muestran, como ejemplo, cinco curvas de fragilidad para un edificio de mampostería, las cuales se obtuvieron mediante este método.

La desventaja al utilizar este método es la dependencia de la experiencia y la subjetividad inducida en las curvas de fragilidad. También cabe señalar que existe una amplia gama de estructuras con diferentes configuraciones que no pueden ser abarcadas completamente por el inventario.

Además, es común disponer de muy pocos expertos, en cada tipología específica, para obtener una opinión del todo generalizada y confiable.

Tabla 4.1 Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño ATC (1985)

| Estado de daño | Intervalo del factor de daño (%) | Factor de daño central (%) |
|----------------|----------------------------------|----------------------------|
| Sin daño | 0 | 0 |
| Leve | 0 – 1 | 0.5 |
| Suave | 1 – 10 | 5 |
| Moderado | 10 – 30 | 20 |
| Fuerte | 30 – 60 | 45 |
| Mayor | 60 – 100 | 80 |
| Colapso | 100 | 100 |

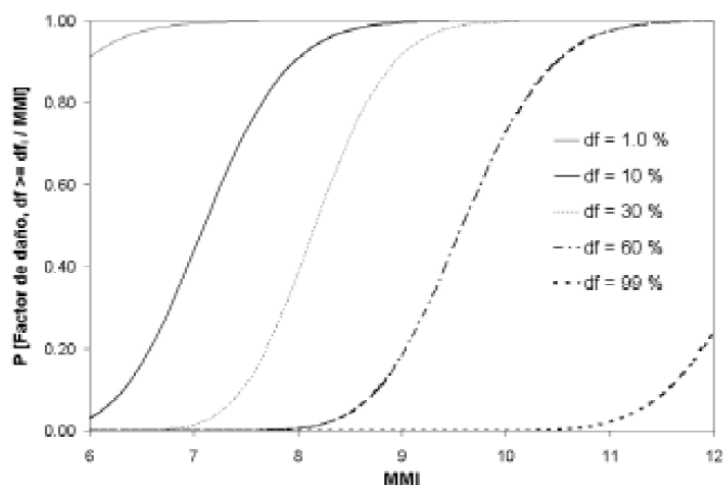


Figura 4.1 Curvas de fragilidad obtenidas mediante opinión de expertos para un edificio de mampostería (Bonett R. 2003).

4.2.2. Métodos empíricos

Las curvas de fragilidad empíricas son aquellas que muestran un nivel esperado de daño dada una intensidad de movimiento sísmico, basadas en el daño observado en las estructuras durante sismos pasados. La elaboración de estas curvas de fragilidad requiere de la utilización de daño en estructuras actuales, que es a menudo derivado de reportes de inspecciones post-sísmicas.

Existen varios investigadores que presentan metodologías y demuestran el desarrollo de curvas de fragilidad empíricas para puentes por el sismo de Loma Prieta y de Northridge, tales como Bazös y Kiremidjian (1997), Der Kiureghian (2002), Shinozuka *et al.* (2003) y Sarabandi *et al.* (2004), y para el sismo de Kobe de 1995, por Shinozuka *et al.* (2001) y Yamazaki *et al.* (1999).

En el trabajo de Shinozuka *et al.* (2003), se desarrollan curvas de fragilidad en puentes del Hanshin Expressway Public Corporation's (HEPC's), basándose en los datos del daño debido al sismo de Kobe de 1995. Los daños del HEPC's se presentan en la figura 4.2, indicando el estado de daño en cinco clases: As (colapso), A (daño mayor), B (daño moderado), C (daño menor) y D (sin daño), los cuales están definidos por su correspondiente esquema, con cada uno de sus cuatro modos de falla. Las curvas de fragilidad obtenidas se expresan en forma de funciones de distribución lognormal de dos parámetros; la estimación de los dos parámetros es realizada con la ayuda del método de máxima verosimilitud. Para este propósito, la aceleración máxima del suelo, a_{max} , (PGA por sus siglas en Inglés) es usada para representar la intensidad sísmica del movimiento del suelo. La función de máxima verosimilitud para representar este propósito es expresada como:

$$L = \prod_{i=1}^N [F(a_i)]^{x_i} [1 - F(a_i)]^{1-x_i} \quad (4.1)$$

donde $F(*)$ representa la curva de fragilidad para un estado específico de daño; a_i = PGA es el valor al cual el puente i está sujeto; $x_i = 1$ o 0 , dependiendo de si o no el puente puede mantener el estado de daño bajo PGA; y N es el número total de puentes inspeccionados después del sismo. Bajo la actual suposición de distribución lognormal, $F(a)$ toma la siguiente forma analítica:

$$F(a) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{a}{c}\right)}{\zeta} \right] \quad (4.2)$$

En el cual a representa la a_{max} ; y $\varphi[*]$ es la función de distribución normal estandarizada. Los dos parámetros c y ζ en la ecuación 4.2 son obtenidos como c_e y ζ_e , satisfaciendo la siguiente ecuación para maximizar $\ln L$, por lo tanto:

$$\frac{d \ln L}{dc} = \frac{d \ln L}{d\zeta} = 0 \quad (4.3)$$

En el trabajo se obtuvieron tres curvas de fragilidad con base en un muestreo de 770 columnas de concreto reforzado, simplemente apoyadas y considerando un muestreo aproximado estadísticamente homogéneo. Con la información del estado de daño, el indicador de la acción sísmica y el método de máxima verosimilitud se elaboran las curvas de fragilidad de la figura 4.3.

La mayor limitación del método empírico es la insuficiente información sobre el daño observado para diferentes tipos de estructuras y niveles de daño, lo cual resulta en bastantes grupos de estructuras sin curvas que puedan ser representativas (*Padget y Desroches, 2005*). Otra limitación de estas curvas es que en las evaluaciones postsísmicas, al hacer la asignación de niveles de daño, a menudo hay discrepancia entre los niveles de daño asignados por cualquiera de los inspectores que hacen las evaluaciones. Esto se debe a formaciones y criterios diferentes.








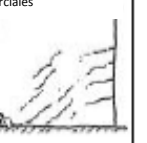





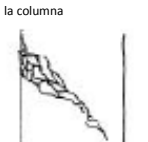


| Modo de daño\Estado de daño | A8 | A | B | C | D |
|--|--|--|--|--|----------|
| 1. Daño a flexión a nivel de piso. (Este modo, en última instancia produce pandeo de las barras de refuerzo, desprendimiento y aplastamiento del núcleo del concreto.) < | Daño a través de toda la sección transversal  | Daño principalmente en los dos lados opuestos  | Daño principalmente en un lado  | Agrietamiento ligero y desprendimientos parciales  | Sin Daño |
| 2. Daño a flexión y cortante combinado a nivel de piso. (Progreso de grietas a cortante y flexión con desprendimientos más extendidos que el modelo y estribos separados de anclaje.) < | Daño interno  | Daño en los dos lados  | Daño principalmente en un lado  | Ligero agrietamiento y desprendimientos parciales  | Sin Daño |
| 3. Flexión combinada y daño de cortante en el nivel de reducción de las barras de refuerzo longitudinales. (Se observa daño y colapso típicamente alrededor de 4-5m por encima del suelo, reducción del refuerzo longitudinal acompañado de pandeo del refuerzo y de los estribos.) | Daño interno  | Daño interno  | Daño principalmente en un lado  | Daño parcial  | Sin Daño |
| 4. Daño de cortante a nivel de piso. (Las columnas con relación de aspecto baja, se cortan a un ángulo de 45°.) | Daño a través de toda la sección transversal  | Daño a través de toda la columna  | Daño parcial  | Agrietamiento ligero  | Sin Daño |

Figura 4.2 Descripción de los estados de daño en columnas del Hanshin Expressway Corporation's Bridge (M. Shinozuka et. al, 2001)

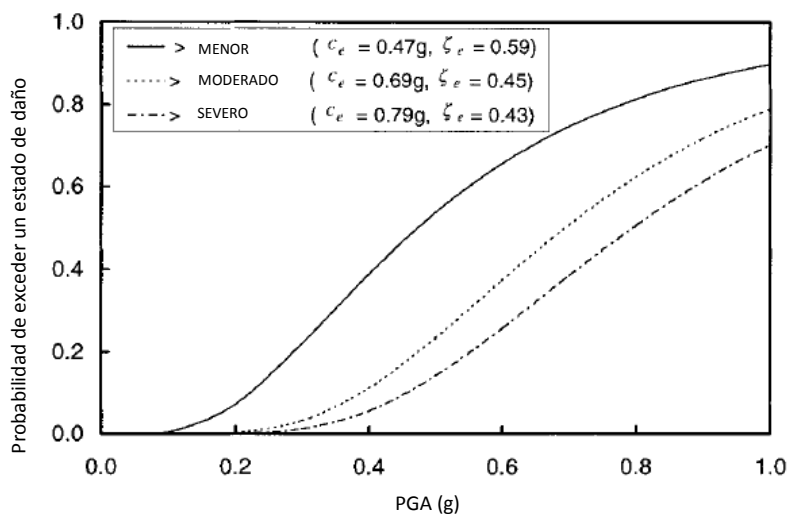


Figura 4.3 Curvas de fragilidad para puentes del HEPC's (Shinozuka et al., 2003)

4.2.3. Métodos analíticos

Cuando el daño actual en las estructuras y registros sísmicos no están disponibles, las curvas de fragilidad analíticas son usadas para evaluar el desempeño de las estructuras. Debido a que los estados de daño están relacionados con la capacidad estructural (C) y el parámetro de la intensidad del movimiento del suelo es relacionado con la demanda estructural (D), la fragilidad (P_f) puede ser descrita como la probabilidad de que la demanda sísmica exceda la capacidad estructural, la cual es interpretada como:

$$P_f = P \left[\frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (4.4)$$

Los métodos analíticos generalmente modelan esta probabilidad como una distribución lognormal, donde la demanda y la capacidad estructural se asumen como distribuciones lognormal o normal (*Melchers, 1999*).

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (4.5)$$

donde S_c y S_d son los valores medios de la capacidad y demanda estructural, respectivamente, definidos por el estado de daño, β_c y β_d son la desviaciones estándar logarítmicas de la capacidad y demanda estructural respectivamente y $\Phi[\]$ es la función de distribución normal estándar.

Existen numerosas metodologías desarrolladas para la elaboración de las curvas, las cuales van desde metodologías muy simples, hasta algunas muy rigurosas. A continuación se describen algunas de estas metodologías.

a) Respuesta Espectral Elástica

En los métodos analíticos existe una subdivisión de métodos para la elaboración de las curvas de fragilidad, entre ellos se encuentra el método de respuesta espectral elástica, el cual es uno de los más simples, pero que a su vez proporciona resultados confiables. En el trabajo aplicado por Jerningan y Hwang (2002), se determinaron estados de daño en varios componentes de puentes, generando relaciones capacidad demanda. Las capacidades de los componentes se calcularon de acuerdo al FHWA 1995 (Federal Highway Administration's) en la edición de "Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges" (1995).

La demanda de los puentes fue determinada por el método de desempeño de análisis espectral elástico de los modelos de los puentes, usando un programa de computadora. Se incluyó la incertidumbre de la demanda mediante un factor de fuerza sísmica, el cual se asume con una distribución lognormal con valor medio de uno y un coeficiente de variación de 0.5.

Debido a que las capacidades y demandas son calculadas para los componentes en un puente i dado un sismo i, la relación capacidad-demanda se determinó y correlacionó a un estado de daño en particular. Esto fue hecho para varios niveles de aceleración máxima. Los resultados de todas estas simulaciones se colocan en una matriz de frecuencia de daño. A partir de esto, las curvas de fragilidad se calculan de la misma manera que se hace para las curvas de

fragilidad empíricas. Los autores de este trabajo muestran que los resultados de esta metodología son buenos, comparados con el uso de métodos más rigurosos.

b) Análisis Estático No-Lineal

Una mejora en el análisis espectral elástico puede ser hecha considerando la respuesta no lineal del puente. Sin embargo, un análisis tiempo-historia completo puede llevar mucho tiempo, por esa razón se ha desarrollado una metodología más simple, la cual usa curvas pushover estáticas no-lineales, con respecto al espectro de respuesta reducido (*Nielson B. 2005*).

El espectro de capacidad se desarrolla con la generación de la curva pushover estática no lineal para el puente. Este pushover es generado por la carga incremental al puente con un patrón de carga que es consistente con su modo de respuesta dominante. La curva pushover estática es una gráfica de fuerza contra desplazamiento, la cual puede ser convertida a un espectro de capacidad cuyos ejes x y y están en términos del desplazamiento espectral y aceleración espectral, respectivamente, como se muestra en la figura 4.4 (*Dutta, 1998*).

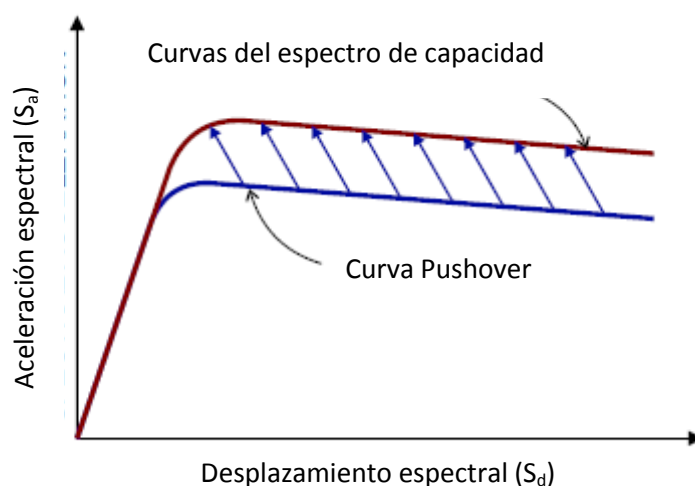


Figura 4.4 Conversión de la curva pushover al espectro de capacidad (*Dutta, 1999*)

El tradicional sistema coordenado de aceleración espectral (S_a) contra el periodo (T) puede ser transformado en un sistema coordenado de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral, mediante la relación (*Bryan G. Nielson, 2005*):

$$S_d = S_a g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (4.6)$$

Este espectro de respuesta es ajustado de un espectro de respuesta elástico a un espectro de respuesta inelástico, para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

Los espectros de capacidad y demanda, al ser colocado en la misma gráfica, pueden determinar la respuesta máxima del puente. A su vez, las curvas de fragilidad pueden ser generadas de este espectro, evaluándolas en estados límite predefinidos. La probabilidad de falla se calcula como la intersección de las distribuciones de capacidad y demanda.

c) Análisis no lineal tiempo historia

En lugares donde no se dispone de suficientes observaciones de daños ocasionadas por sismos, el método de análisis no lineal tiempo historia es quizá el método más exacto para la elaboración de las curvas de fragilidad, pero a su vez es un método que lleva mucho tiempo computacional. Debido a que los resultados obtenidos son mayormente confiables, este es uno de los métodos más empleados, por lo que existe una amplia gama de metodologías para la elaboración de las curvas de fragilidad. Una de estas metodologías es la que se emplea en este trabajo, utilizada por Bonett (2003) para obtener curvas de fragilidad en edificaciones. Esta metodología se describe de manera detallada en el apartado siguiente.

4.3. METODOLOGÍA USADA PARA EL ANÁLISIS

Uno de los puntos importantes para obtener las curvas de fragilidad es definiendo adecuadamente el parámetro que indica la intensidad sísmica y el parámetro indicador de daño. También, para considerar las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales se utilizan técnicas de simulación, como por ejemplo el método de Monte Carlo, en el cual los parámetros se definen como variables aleatorias que se generan en función de su distribución de probabilidad.

Una vez que se tienen los parámetros anteriores es necesario determinar la relación entre los parámetros desde el punto de vista probabilista, lo que implica realizar una serie de análisis dinámicos no lineales que cuantifiquen el efecto de la acción sísmica sobre el modelo estructural. De esta forma, para cada valor del indicador de la acción sísmica, se obtienen las curvas que relacionan la probabilidad acumulada de daño con el parámetro seleccionado para representar la respuesta estructural. Finalmente, teniendo en cuenta las curvas y los estados de daño, se obtienen las curvas de fragilidad. En la figura 4.5 se presenta de manera esquematizada la metodología utilizada en este trabajo, mediante el método analítico de análisis no lineal tiempo historia. Los pasos de la metodología, así como los parámetros para la generación de las curvas de fragilidad en este trabajo, se comentan posteriormente.

4.3.1 Selección del modelo estructural.

De acuerdo con Frias (2007), existían hasta el año 2007 un total de 7310 puentes en la red carretera nacional. Como se puede observar en el diagrama de barras de la figura 4.6, de éstos, más del 60% son de concreto reforzado, más del 20% de concreto presfrozado y alrededor de 6% de acero. Cabe señalar que el 46% de los puentes tienen una edad mayor de 40 años, lo que hace necesario evaluar su vulnerabilidad sísmica ante escenarios actuales (*Jara et al., 2009*). Con estas

curvas se pueden definir, por ejemplo, programas de mantenimiento que mejoren las condiciones de los sistemas más vulnerables, los cuales pueden ser los más próximos a fallar.

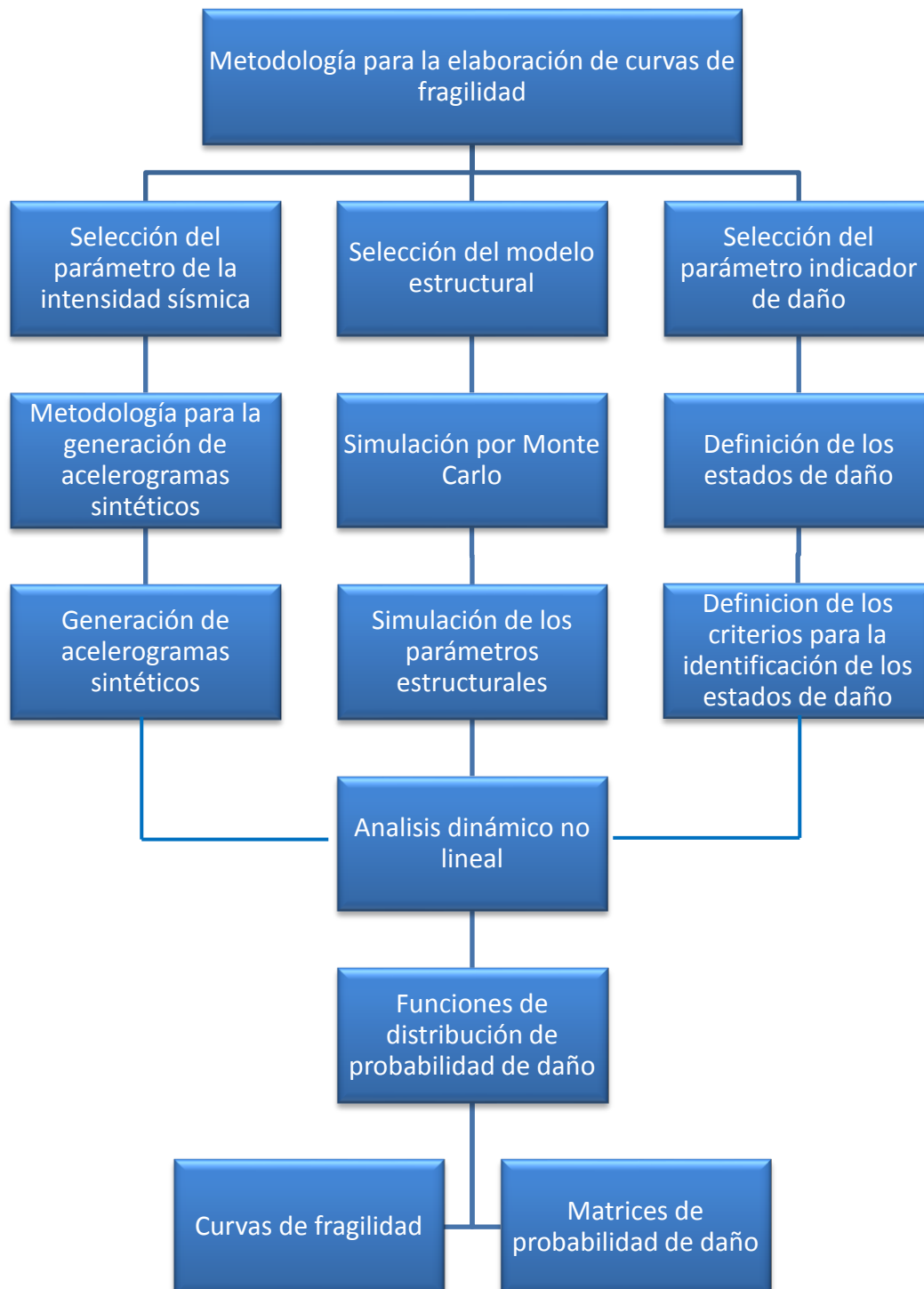


Figura 4.5 Metodología para la generación de curvas de fragilidad (Bonett Díaz, 2005).

Para el objetivo planteado en esta tesis, se seleccionaron sólo dos modelos representativos de los puentes carreteros en el pacífico mexicano. Debido a la amplia gama de configuraciones, el realizar modelos para cada uno de las estructuras resultaría en un costo muy grande en tiempo computacional, lo que salía de los alcances de la tesis. En este caso, los modelos seleccionados son representativos; su selección se debe principalmente a que se disponía de información necesaria para realizar el modelo matemático. Las estructuras son modeladas con ayuda de programas computacionales tratando de representar todas las componentes que influyen sobre la masa, rigidez y comportamiento sísmico. Los elementos que no influyen significativamente sobre las principales propiedades de la estructura no es necesario que sean modelados.

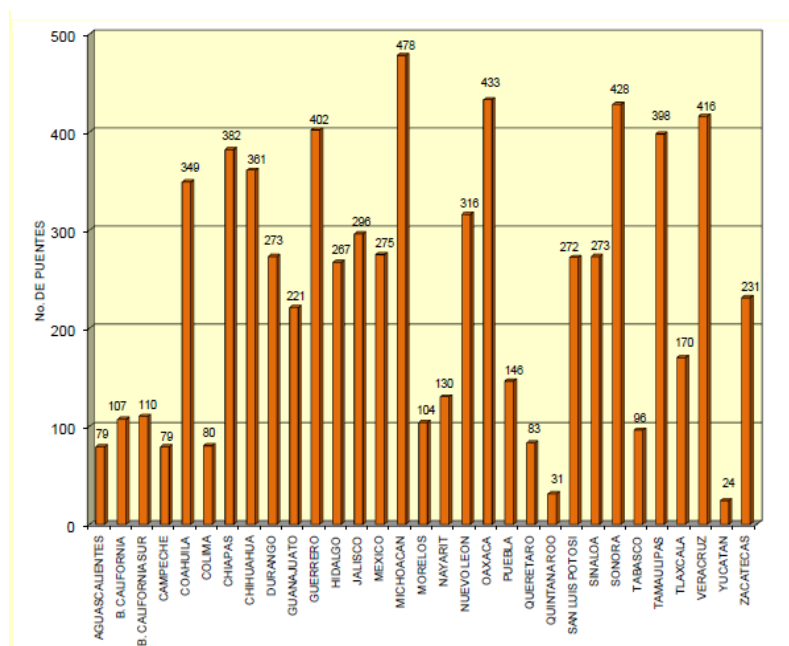


Figura 4.6 Puentes en la red carretera nacional hasta el año 2007 (Frias, 2007)

Los puentes considerados como base para representar dos configuraciones estructurales típicas de las carreteras mexicanas son:

a) Motín de Oro

El puente Motín de Oro se localiza en la carretera Playa Azul–Manzanillo, en el kilómetro 166+056, en el estado de Michoacán de Ocampo. La superestructura de este puente, como se observa en la fotografía de la figura 4.7, consiste en una sección en cajón continua de concreto presforzado con dos calzadas de 4.75 m cada una y un ancho total de 10 m, el peralte total es de 1.80 m. Las dimensiones se generales de la superestructura se muestran en la figura 4.8.

El puente tiene una longitud total de 109.85 m, dividido en cuatro claros de 25.15 m de longitud en los extremos y de 29.8 m en el centro. La subestructura consiste en tres pilas de concreto reforzado con sección transversal de 4.0 por 0.80 m y una altura promedio de 4.5 m. Un aspecto interesante es que éste puente no tiene cabezales en las pilas. La

sección en cajón se apoya directamente en las pilas mediante apoyos de neopreno de 30 x 30 x 4.1 cm. Fue reparado en 1994 mediante la colocación de cables de presfuerzo longitudinal externos, los cuales se observan en la figura 4.7. En la figura 4.9 se muestra un esquema vertical de las dimensiones del puente Motín de Oro.



Figura 4.7 Puente Motín de Oro (*J. M. Jara et al., 2009*)

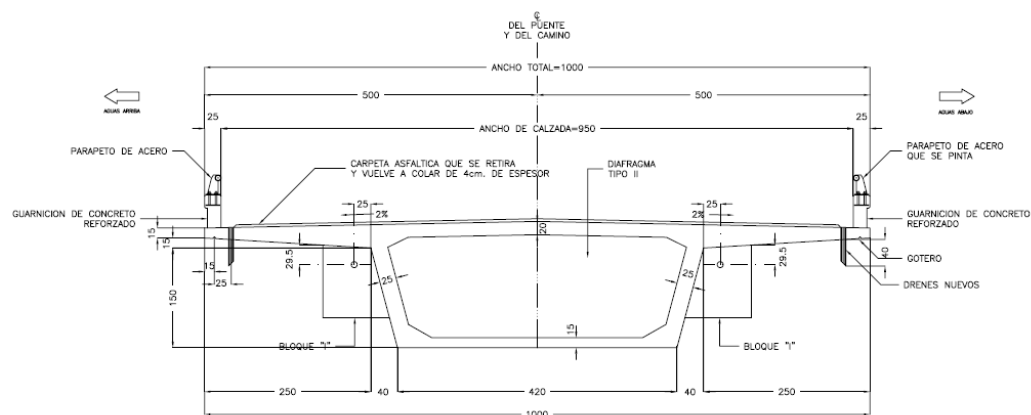


Figura 4.8 Sección transversal de la superestructura del puente Motín de Oro (unidades en cm)

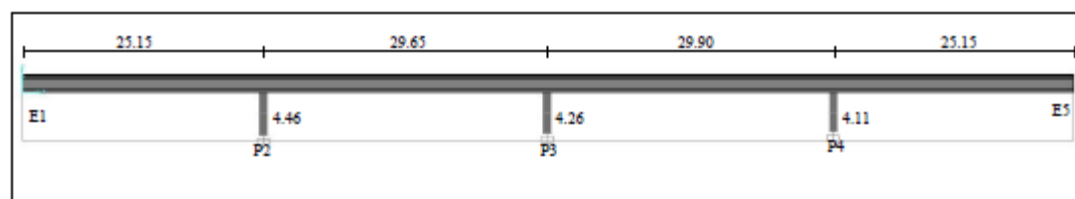


Figura 4.9 Elevación longitudinal del Puente Motín de Oro, Jara et al., 2009 (unidades en m)

b) Puente “Sin nombre”

Este puente es utilizado en el análisis para generación de curvas de fragilidad ya que se disponía de todas sus características y propiedades estructurales, lo cual facilita el modelado en los programas estructurales. Es un puente común con características similares a otros puentes de la costa del pacífico.

La superestructura de este puente es discontinua, simplemente apoyada, con un ancho total de 21.8 m (figura 4.10). Tiene una losa con espesor de 20 cm y con una pendiente del 2%, que descansa sobre vigas AASTHO tipo III, cuyas dimensiones se muestran en la figura 4.11.

Las vigas son simplemente apoyadas y descansan en apoyos de neopreno, los cuales a su vez están apoyados en dos vigas cabezal de 9.90 m cada una, con un peralte de 1.20 m y un tope sísmico de 45 cm de altura por 25 cm de ancho. En la figura 4.12 se muestra la ubicación transversal de las vigas y las dimensiones del cabezal.

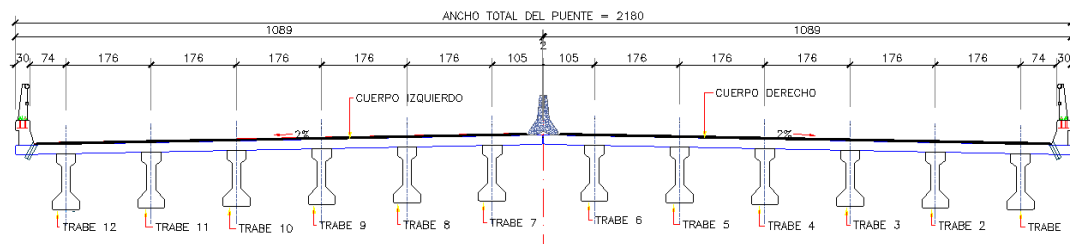


Figura 4.10 Sección transversal del puente (unidades en cm).

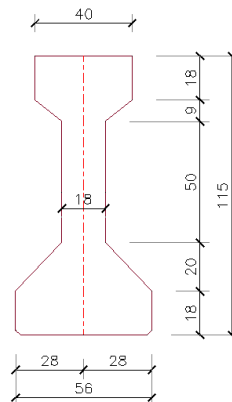


Figura 4.11 Sección transversal de la viga AASTHO tipo III (unidades en cm).

Por último, la longitud total del puente es de 102.4 m, dividida en cinco claros de 20.5 m cada uno. La subestructura consta de dos ejes de tres pilas circulares de 1.20 m de diámetro, con una distancia transversal entre ellas de 2.32 m y una altura promedio de 5 m, tal como se muestra en la figura 4.13.

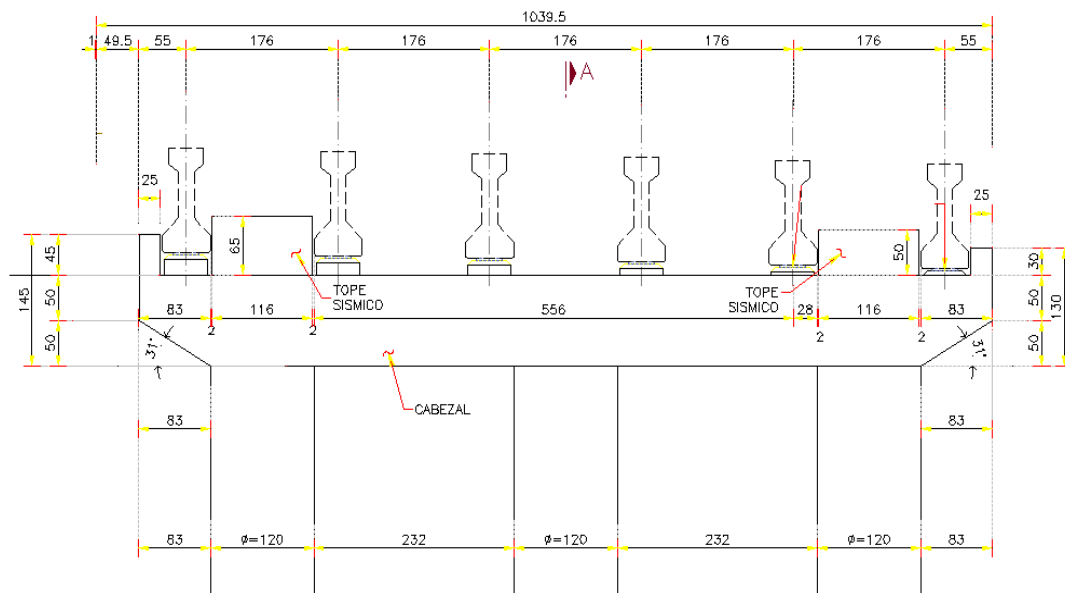


Figura 4.12 Sección y dimensiones de la viga cabezal en la cual se apoyan las vigas AASTHO (unidades en cm)

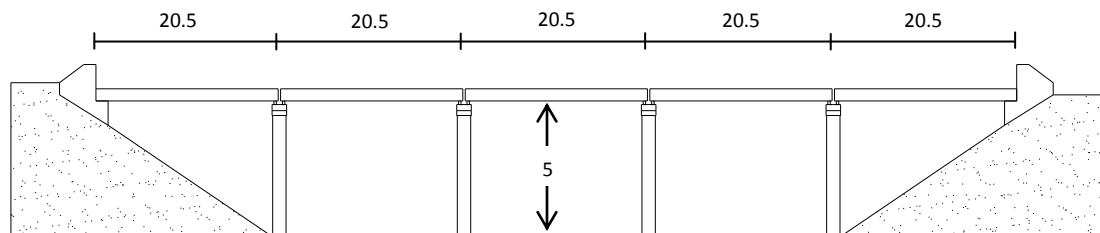


Figura 4.13 Elevación longitudinal del puente (unidades en m).

Los puentes fueron modelados en el programa de análisis estructural SAP 2000 v14 y en el programa Ruaumoko 3D. Se modelaron inicialmente en el programa SAP con la finalidad de verificar las propiedades dinámicas de ambos puentes y debido a que el SAP cuenta con mayores herramientas para la correcta modelación de elementos, como los apoyos. Se usó el programa Ruaumoko por la disponibilidad de obtención de diferentes índices de daño, sin realizar cálculos adicionales. Una vez que se determinan las propiedades en el programa SAP 2000, se modifica el modelo en el programa Ruaumoko, con lo cual se verifica un correcto modelado en este último programa. El modelado de los puentes se presentan en el próximo capítulo, detallando el proceso y los parámetros requeridos por los programas.

4.3.2 Selección del indicador de la acción sísmica

Generalmente, se relaciona las fuerzas destructivas de los terremotos con la aceleración máxima del terreno, sin embargo este parámetro refleja muy poca información tanto en la acción sísmica como el daño en las estructuras. Tampoco es un indicador muy fiable, ya que en ocasiones se han observado daños poco relevantes en estructuras sometidas a movimientos sísmicos con aceleraciones muy altas (*Bonett Diaz, 2003*). Singhal y Kiremidjian (1995) propusieron otro parámetro donde se utiliza la aceleración espectral S_a pero para el uso de este parámetro es necesario numerosos registros sísmicos. En este trabajo se utiliza la aceleración máxima del terreno, por la disponibilidad, ya que todos los registros que se tienen el Base Mexicana de Sismos Fuertes se encuentran en función de este parámetro.

4.3.3 Generación de acelerogramas sintéticos.

Los acelerogramas sintéticos son necesarios en lugares donde los registros son pocos, debido a la necesidad de cubrir un amplio rango de valores del parámetro indicador para la generación de las curvas de fragilidad. En este trabajo se utilizó el programa SIMQKE del RUAUMOKO, en donde los acelerogramas son generados considerando que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de ondas senoidales, y para simular la variación en el tiempo con un carácter transitorio, se multiplica por una función envolvente determinista $I(t)$, tal como se describió en el capítulo 3. En dicho capítulo se mostraron los acelerogramas sintéticos obtenidos con esta técnica.

4.3.4 Selección y simulación de los parámetros estructurales

La capacidad estructural no puede ser determinada exactamente debido a que existen incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales y en la geometría de los elementos, es por eso que resulta mejor considerar una metodología probabilista para la generación de las curvas. En este trabajo sólo se toman en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales, porque las propiedades geométricas son hasta cierto punto más controlables en su elaboración, por lo que tienen menor variabilidad e incertidumbre.

Los parámetros que definen las funciones de distribución, tales como la desviación estándar y el coeficiente de variación, son tomados de referencias existentes en la literatura, pues para determinar estos parámetros se requiere una amplia gama de datos experimentales para ajustar una función de distribución de probabilidad. Una vez que se tienen las distribuciones propias y sus parámetros para las variables de estudio, se utiliza la simulación por Monte Carlo para generar variaciones de dichos parámetros de manera estocástica. La aplicación de este método requiere de un gran número de simulaciones para alcanzar niveles de confianza aceptables (*Bonnet, 2003*).

a) Variabilidad en las propiedades estructurales

Una evaluación realista del comportamiento estructural se logra sólo si se toman en consideración las incertidumbres en las cargas, la resistencia y al respuesta, por lo que en

estos casos se aplica la teoría de la probabilidad y los métodos de evaluación de la confiabilidad estructural, para tratar la variabilidad de estos parámetros (Gómez, 2002).

El cálculo realista del comportamiento de una estructura debe contener un grupo de variables básicas, esto es, cantidades físicas que están caracterizadas por acciones e influencias ambientales, propiedades de los materiales y del suelo y cantidades geométricas. Estas variables básicas pueden ser variables aleatorias o procedimientos estocásticos. Cada variable está definida por un número de parámetros, tales como media, desviación estándar, coeficiente de variación, etc.

Existen distintas fuentes de incertidumbre en la definición de las variables aleatorias de análisis, las cuales se clasifican en incertidumbres en las acciones, geométricas, en los materiales e incertidumbres en el modelo. En cuanto a las incertidumbres los modelos pueden ser:

Modelos de acción. Un modelo de acción completo debe describir varias propiedades de la acción, tal como magnitud, posición, dirección, duración, etc. La ocurrencia de los sismos es un fenómeno variable, tanto en tiempo de ocurrencia como en el potencial destructivo. Por esa razón no es posible definir exactamente cuándo ocurrirá, la duración, la magnitud o aceleración máxima en un sitio en específico.

Modelos geométricos. Las cantidades geométricas incluidas en el modelo generalmente se refieren a valores nominales. Usualmente las cantidades geométricas de la estructura real difieren de los valores nominales. En algunos casos la deformación de una estructura causa desviaciones significantes de los valores nominales de las cantidades geométricas. Los efectos de dichas deformaciones son generalmente denotados como no linealidad geométrica o efectos de segundo orden y estos deben ser tomados en cuenta en el modelo.

Modelos en los materiales. Cuando se considera la resistencia o rigidez en el modelo, normalmente se tienen relaciones constitutivas, las cuales consisten de relaciones entre las fuerzas o esfuerzos y deformaciones. Los parámetros de dichas relaciones son el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia, la deformación última, etc. Las cuales generalmente son consideradas variables aleatorias, que en algunos casos son dependientes del tiempo o del espacio.

En este trabajo se consideraron las incertidumbres en los materiales, tales como: la resistencia a compresión del concreto (f'_c), la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (f_y), el módulo de elasticidad del concreto (E_{CA}) y el módulo de cortante del concreto (E_G). También se consideró la variabilidad en las cargas, como la acción sísmica y el peso propio del concreto y del acero (w_c y w_o , respectivamente). Para cada variable se tomaron en cuenta las consideraciones siguientes:

- i. *Resistencia a compresión del concreto (f'_c).* La definición de este parámetro depende principalmente de las propiedades de los materiales, de la dosificación de los componentes, del proceso de fabricación, del mantenimiento, etc. El uso de este parámetro es debido a la variabilidad de la resistencia obtenida en ensayos de laboratorio a la obtenida en campo.

- ii. *Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (f_y)*. Las variaciones en la resistencia del material de refuerzo se deben principalmente a variaciones geométricas en la sección transversal, tipo de corrugado, a la razón de carga de las mediciones experimentales, variaciones del diámetro de las barras, a la degradación del material, etc.
- iii. *Módulo de elasticidad y módulo cortante (E_{GA} E_G)*. Se ha reportado que los valores de módulo de elasticidad pueden exceder entre 10% y 20% de los valores dados en los códigos. Por otra parte, el módulo de elasticidad es más o menos insensitivo a la razón de carga o al tamaño de las barras de acero de refuerzo. Este parámetro es menos variable que los demás parámetros mecánicos.
- iv. *Peso propio del concreto y el acero (w_c y w_A)*. El peso propio involucra a los componentes estructurales y no estructurales. Las características principales del peso propio se describen como la variabilidad con el tiempo, que normalmente despreciable, y las incertidumbres en la magnitud, que suelen ser pequeñas en comparación con otro tipo de cargas. La incertidumbre depende del tipo de material usado, el modo de elaboración de los elementos estructurales, etc.

Las características probabilistas de las variables aleatorias seleccionadas se presentan en la tabla 4.2, las cuales la fueron tomadas del reporte de la publicación “Probabilistic Model Code (2001)” del Joint Committee on Structural Safety, del trabajo de Gómez (2002) y del trabajo de Inyeol Paik *et al.* (2004), en el cual hacen un análisis de confiabilidad para puentes de concreto con material y factores de resistencia.

Tabla 4.2 Características de las variables aleatorias de entrada.

| Variable | Media | CV | Distribución |
|----------------------------|-----------|-------|--------------|
| f'_c (KPa) | 28890 | 0.064 | Normal |
| E_c (KPa) | 22000000 | 0.077 | Lognormal |
| w_c (KN/m ³) | 24 | 0.04 | Normal |
| f_y (KPa) | 412020 | 0.064 | Normal |
| f_u (KPa) | 618030 | 0.064 | Normal |
| E_s (KPa) | 210000000 | 0.08 | Lognormal |
| w_s (KN/m ³) | 77 | 0.01 | Normal |

f'_c : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

w_c : Peso propio del concreto

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f_u : Esfuerzo último del acero

E_s : Módulo de elasticidad del acero

w_s : peso propio del acero.

b) El método de Monte Carlo

Los orígenes de esta técnica están ligados al trabajo desarrollado por Stan Ulam y Jonh von Neumann a finales de los años 40 en el laboratorio de los Álamos, cuando investigaban el movimiento aleatorio de los electrones. Posteriormente, la simulación por Monte Carlo se ha venido aplicando a una infinidad de ámbitos como alternativa a los modelos matemáticos exactos o, incluso, como único medio de estimar soluciones para problemas complejos. En la actualidad esta simulación está presente en todos aquellos ámbitos es los que el comportamiento aleatorio o probabilístico desempeña un papel fundamental, precisamente el nombre de Monte Carlo proviene de la famosa ciudad de Mónaco, donde abundan los casinos de juego y donde el azar, la probabilidad y el comportamiento aleatorio son comunes (*Faulín, 2002*).

La simulación por Monte Carlo es una técnica cuantitativa que hace uso de la estadística y las computadoras para imitar, mediante modelos matemáticos, el comportamiento aleatorio de sistemas reales no dinámicos.

En las estructuras, la variabilidad de la respuesta obtenida en un análisis, se debe al carácter aleatorio del fenómeno sísmico y de las propiedades estructurales. Para poder representar esa variabilidad es necesario recurrir al Método de Monte Carlo. Las respuestas de sistemas no lineales sujetos a excitaciones sísmicas se obtienen de manera puntual, por integración numérica de la ecuación de movimiento, por lo tanto, las estadísticas de la respuesta estructural se deben obtener mediante simulaciones.

En este trabajo, el Método de Monte Carlo se utiliza para simular las propiedades de la distribución de probabilidad de las variables de salida. Para el empleo de esta técnica se requieren dos cosas: 1) un procedimiento teórico y determinista para el cálculo de las variables de salida, en función de las variables de entrada, y 2) las propiedades de las distribuciones de probabilidad de las variables de entrada involucradas en el cálculo de las variables de salida, (*Gómez, 2002*).

El procedimiento utilizado se hace mediante la aplicación de algoritmos estadísticos para generar grandes variaciones de las variables de entrada cuyos histogramas se aproximen a la distribución de las poblaciones asociadas. Con estas muestras, se generan valores de variables de salida, mediante el uso de un programa de análisis determinista, para que finalmente se determinen las estadísticas de las variables de salida y la distribución de probabilidad a las que se ajusta.

En la tabla 4.3 se observa cómo se simulaban algunas incertidumbres de las variables aleatorias, tales como el peso propio del concreto, el módulo de elasticidad del concreto y la resistencia a compresión del concreto. Cada una se simuló un total de 300 veces mediante el Método de Monte Carlo, aunque cabe hacerse notar para números grandes de variables aleatorias y para problemas complejos es necesario un mayor número de variaciones.

Tabla 4.3 Simulación de algunos parámetros de las variables aleatorias utilizadas para el análisis.

| Wc (KPa) | | Ec (KPa) | | f'c (KPa) | |
|---------------------|------|---------------------|----------|----------------------|---------|
| $\mu =$ | 24 | $\mu =$ | 28000000 | $\mu =$ | 28890 |
| $\sigma =$ | 0.96 | $\sigma =$ | 2156000 | $\sigma =$ | 1860 |
| CV = | 0.04 | CV = | 0.077 | CV = | 0.06438 |

| DISTRIBUCIÓN NORMAL | | DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL | | DISTRIBUCIÓN NORMAL | |
|--------------------------------|--------|-----------------------------------|----------|--------------------------------|-------|
| 1 | 25.861 | 1 | 29780000 | 1 | 32160 |
| 2 | 25.148 | 2 | 29940000 | 2 | 26090 |
| 3 | 23.801 | 3 | 29850000 | 3 | 31960 |
| 4 | 23.179 | 4 | 31440000 | 4 | 29290 |
| 5 | 24.482 | 5 | 31130000 | 5 | 27020 |
| 6 | 22.247 | 6 | 27600000 | 6 | 28280 |
| 7 | 23.87 | 7 | 33480000 | 7 | 27870 |
| 8 | 22.765 | 8 | 27760000 | 8 | 27910 |
| 9 | 26.048 | 9 | 28000000 | 9 | 26300 |
| 10 | 25.344 | 10 | 27730000 | 10 | 31380 |

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS NO LINEAL Y RESULTADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen de manera detallada los pasos faltantes en el capítulo anterior del esquema propuesto para la elaboración de las curvas de fragilidad. Estos pasos constan en el modelado de los puentes en los programas de análisis no lineal, con sus correspondientes características no lineales. Para las pilas se describe la obtención de parámetros, tales como los diagramas de interacción, los diagramas momento curvatura y la ductilidad y se utiliza la propuesta por Priestley y Park que define la ductilidad de las pilas, esto se hace para las pilas de los puentes.

Se verifican las características estructurales de los puentes mediante un análisis elástico comparando las historias de desplazamientos máximos en un punto específico de la estructura y comparando las formas modales para cada uno de los modelos entre los dos programas de análisis.

Se presenta una descripción de modelos de histéresis que representan la degradación de la rigidez del sistema, ya que el programa cuenta con una amplia variedad de estos modelos, se describen los más comúnmente utilizados.

Para determinar la variabilidad en la obtención de los índices de daño, es necesario representar variabilidad en las propiedades estructurales y en la acción sísmica. Se muestra en forma resumida una tabla de algunas variaciones en las propiedades estructurales con su respectivo valor del índice de daño obtenido con dichas características. Con los resultados obtenidos se graficaron en histogramas los resultados para cada elemento ante cada escenario sísmico.

Una vez que se graficaron los histogramas, se obtuvieron los histogramas acumulados, estos histogramas se ajustaron a una función de distribución acumulada. Se describen brevemente características y parámetros de algunas funciones de distribución de probabilidad, tales como la distribución Uniforme, Normal, Beta, Gama, Lognormal y Weibull. Para poder verificar si la función de distribución propuesta ajusta de manera adecuada o no, se hacen pruebas de bondad de ajuste, mediante las pruebas de Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov, detalladas posteriormente.

Al final de este capítulo se hacen comparaciones de las curvas de fragilidad ajustadas. La primer comparación se hace entre los mismos elementos de cada puente para observar cual es más propenso a dañarse, la segunda comparación se hace para el elemento con mayor probabilidad daño de cada puente ante los cuatro escenarios sísmicos seleccionados y la tercera y última comparación, se hace entre las curvas de fragilidad obtenidas de índices de daño globales de cada estructura, esto se hace para verificar cual tipología estructural es más vulnerable ante un escenario sísmico establecido.

5.2 MODELADO DEL PUENTE MOTÍN DE ORO

El primer programa utilizado para modelar los puentes fue el programa SAP 2000 v14, (2000). Este programa se utilizó básicamente porque tiene herramientas de modelación de puentes que facilitan esta tarea, además de para verificar las propiedades dinámicas de las estructuras y poder corroborar calibrar el modelo asociado en el programa Ruaumoko.

5.2.1 Modelo del puente en el SAP 2000 v14

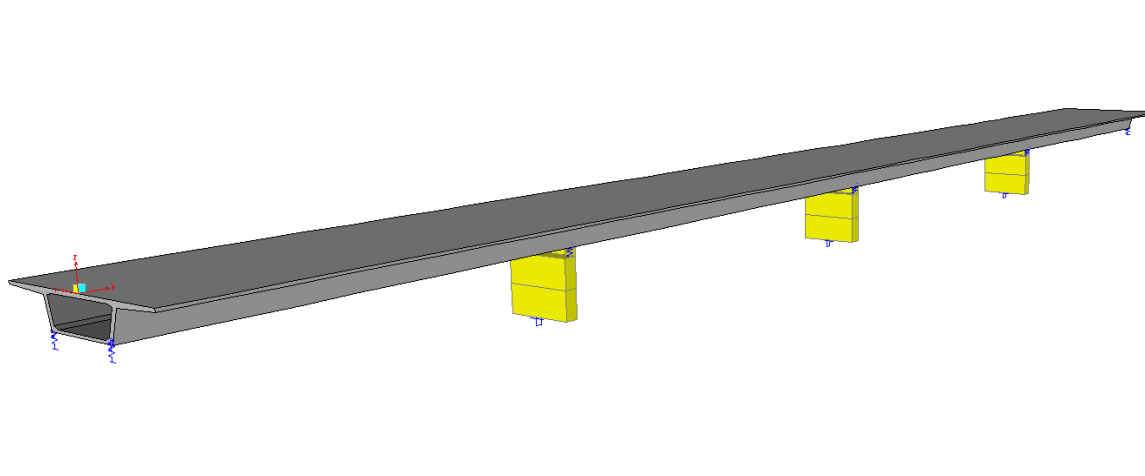


Figura 5.1 Modelo en el SAP 2000 del puente Motín de Oro.

En la figura 5.1 se muestra un esquema del modelo del puente Motín de Oro con el programa SAP. Para realizar este modelo se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- **Materiales utilizados.** En la losa, en los muros del cajón y en las pilas tipo muro fue usado un concreto de resistencia a la compresión simple de 250 Kg/cm^2 . La única variación del concreto fue en los diafragmas, en donde se usó $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo para toda la estructura fue de 4200 kg/cm^2 , variando únicamente en los diámetros del refuerzo dependiendo de dónde se éste se localiza.

- **Superestructura.** La superestructura se modeló como un elemento tipo “frame” continuo en toda su longitud, con las dimensiones descritas en el capítulo anterior. Las propiedades de la sección las determina el programa, dando resultados tales como: área de la sección transversal, momentos de Inercia, área de cortante, etc. En la figura 5.2 se muestran las propiedades de la sección y como se proporcionaron los datos para el modelado de la superestructura.
- **Subestructura.** Las pilas del puente son elementos tipo muro. Son elementos muy importantes, ya que tendrán un comportamiento no lineal, para representar el daño en la estructura. Las pilas son elementos de 4 x 0.8 m, con 48 varillas del No. 10 y un recubrimiento de 7 cm. La altura de las pilas varía entre 4.11 m, la más corta, y 4.46 m, la más alta. El esquema y dimensiones de las pilas de este puente se observa en la figura 5.3.

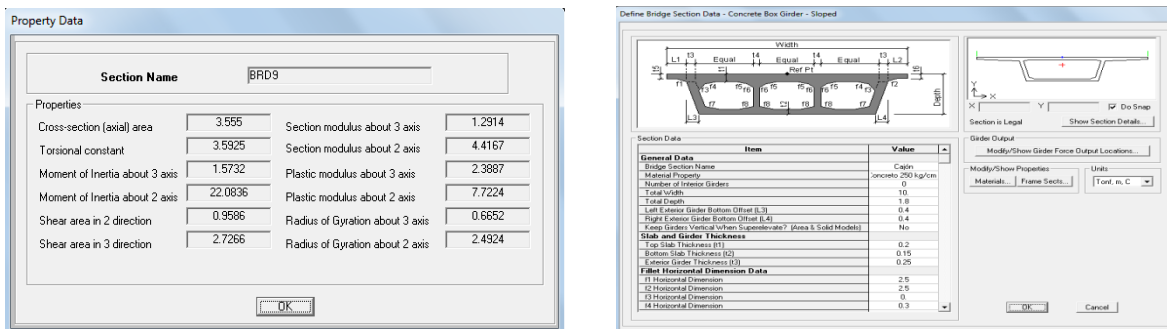


Figura 5.2 Sección transversal de la superestructura y sus propiedades.

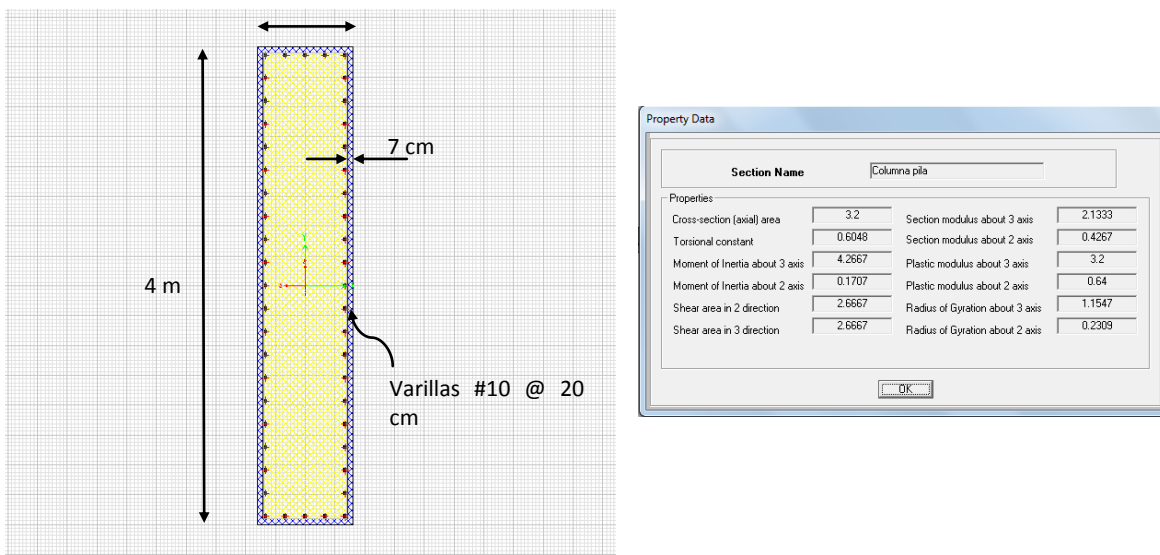


Figura 5.3 Sección transversal de la pila tipo muro y sus propiedades.

El programa SAP 2000 es una herramienta muy versátil, ya que aparte de modelar la estructura completa nos permite determinar los elementos necesarios para calcular la respuesta no lineal del sistema, tales como los diagramas de interacción y los diagramas momento curvatura para las pilas. Estos diagramas, como los que se muestran en la figura 5.4, son los que se utilizan como

datos de entrada para el modelo del puente en el paquete Ruaumoko, dónde se cuantifica el daño con algunos índices en él propuestos.

Respuesta sísmica. Se hizo un análisis modal en el SAP, mediante el cual se revela que el periodo fundamental de la estructura es aproximadamente de 0.29 segundos, con un movimiento predominante en la dirección longitudinal. El segundo modo de la estructura es predominantemente transversal, con un periodo de 0.277 segundos. La figura 5.5 muestra las primeras dos formas modales obtenidas con el programa. Jara y colaboradores (2010) hicieron pruebas de vibración ambiental en este puente y obtuvieron un periodo fundamental de 0.32 s. Como los periodos medidos y del modelo son muy cercanos, se considera que el modelo es una adecuada representación de la estructura. Esto es, con este resultado se calibró el modelo.

Como se mencionó en capítulos pasados, el puente está sujeto a cuatro principales movimientos sísmicos. Estos sismos se aplicaron como excitación externa a la estructura para evaluar los desplazamientos elásticos y verificar que se obtuvieran valores razonables. En la figura 5.6 se presenta la historia de desplazamientos del nodo central del puente para el sismo No 1 (11-01-97), con una aceleración máxima de 396 Gal., el cual se tomó como representativo, con la carga sísmica aplicada en dirección longitudinal. El desplazamiento máximo obtenido fue de 0.7 cm, lo que indica una estructura muy robusta.

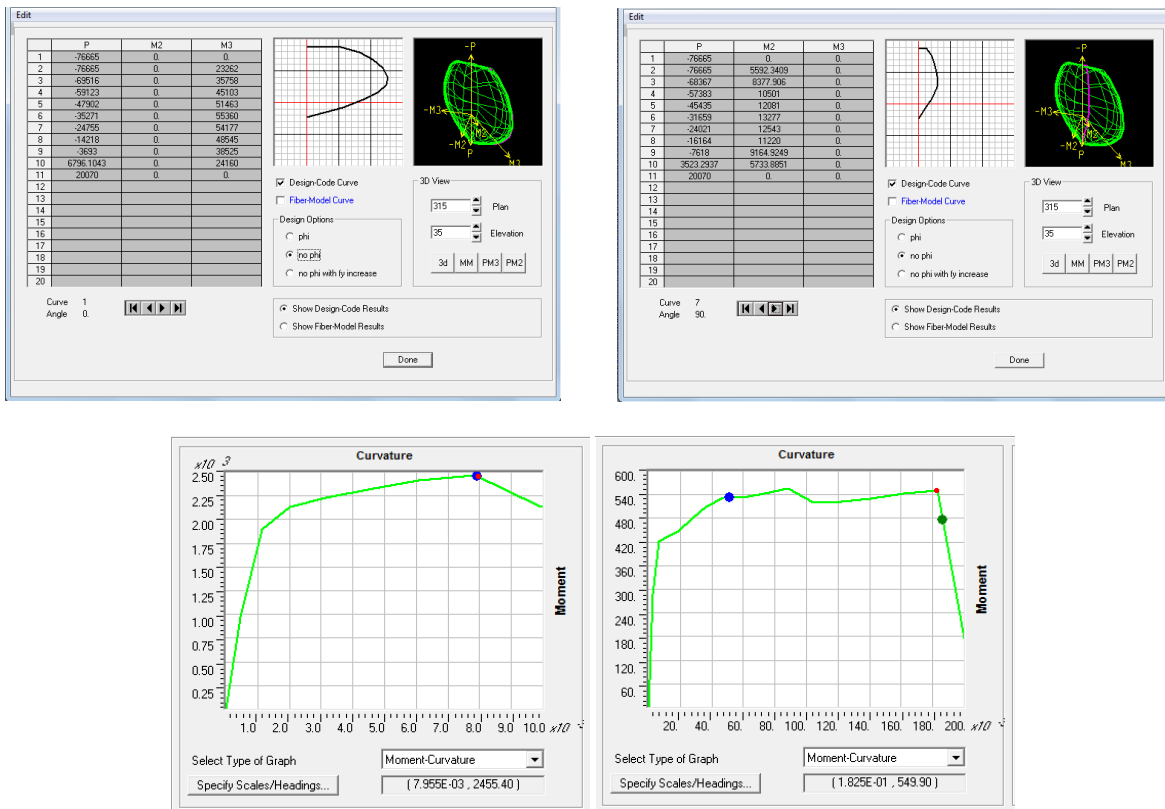
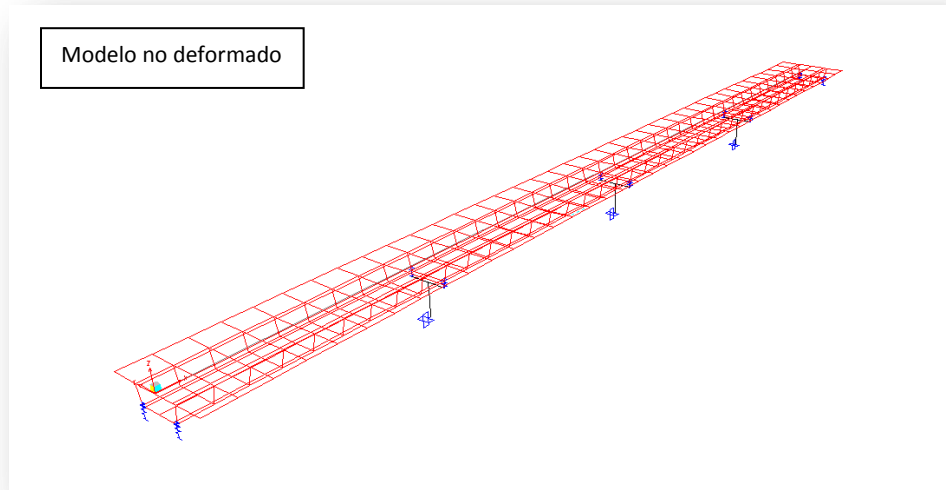
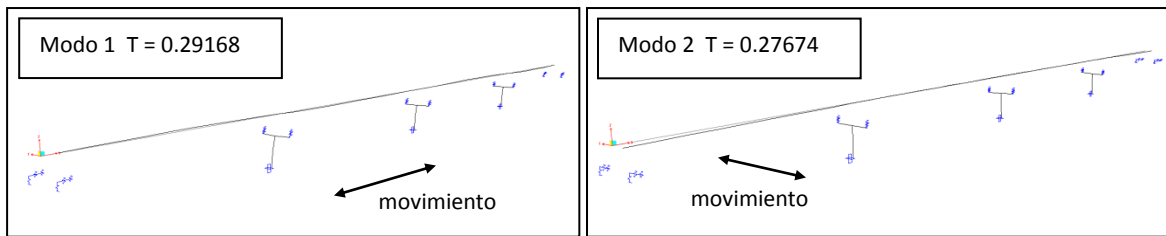


Figura 5.4 Diagramas de interacción y momento curvatura de la pila en sus dos direcciones principales.



a)



b)

c)

Figura 5.5 Modelo sin deformar y primeras dos formas modales de la estructura.

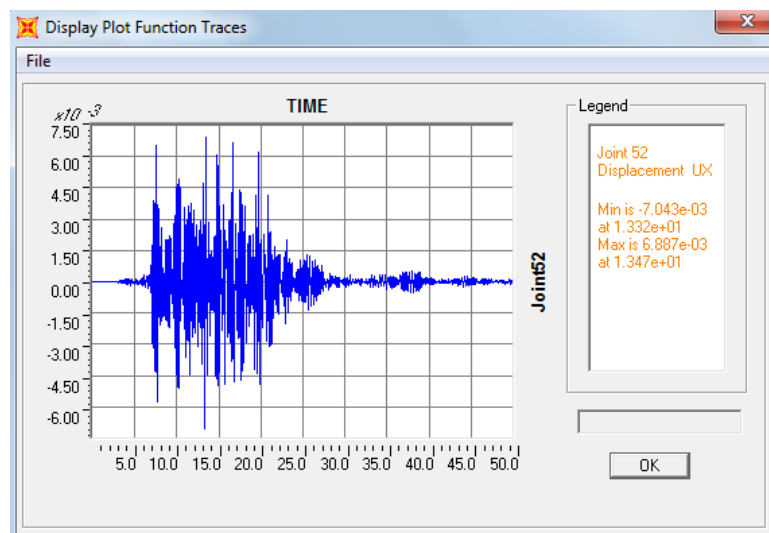


Figura 5.6 Historia de desplazamiento del nodo 54 el cual es el extremo superior de la pila intermedia.

5.2.2 Modelo del puente en Ruaumoko 3D

El programa Ruaumoko fue utilizado con la finalidad de obtener los índices de daño mediante análisis no lineal tiempo-historia. Este programa tiene la ventaja de que mediante algunos parámetros no lineales especificados, proporciona directamente algunos índices de daño comunes. En este programa, el análisis dinámico no lineal se hace mediante el uso de la aceleración promedio constante de Newmark, considerando que se tiene una matriz de masa diagonal. Sólo se consideró el sismo en una sola dirección.

Para modelar el puente se utilizaron dos tipos de elementos. Para representar la superestructura la cual se considera permanece elástica durante la acción sísmica, se utilizó el elemento tipo Giberson, el cual consta solo de un componente y resortes en los extremos, en donde podrían ocurrir las articulaciones plásticas, como se observa en las figuras 5.7 y 5.8.

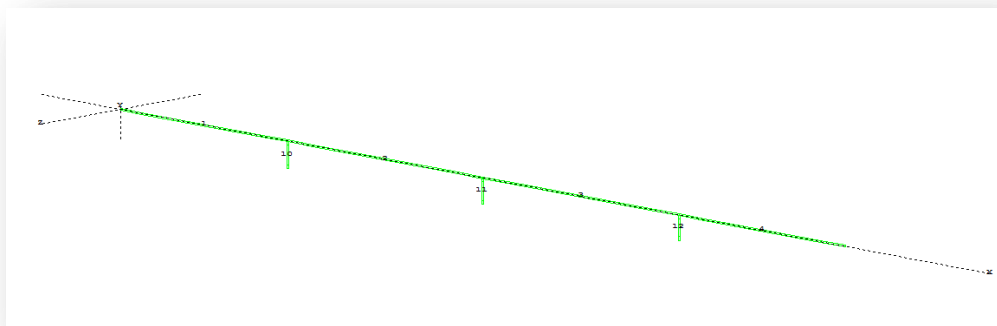


Figura 5.7 Modelo del puente Motín de Oro en el Ruaumoko

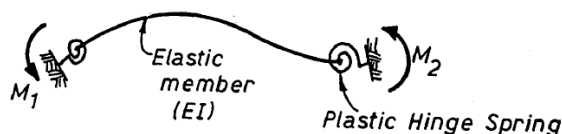


Figura 5.8 Elemento Giberson un componente (Carr, A. 2003)

Para las pilas se utilizaron elementos de concreto reforzado, caracterizado por los diagramas de interacción, obtenidos del modelo de SAP. En estos diagramas, P_c es la carga axial máxima a compresión, P_t es la carga axial máxima a tensión, P_b es la carga a compresión balanceada, M_{bz} y M_{by} son los momentos balanceados en dirección y y z , respectivamente. Estas variables se muestran gráficamente en la figura 5.9. Para las pilas del puente Motín del Oro se utilizaron los valores de estas variables que se indican en la tabla 5.1, las cuales varían debido a las incertidumbres consideradas en las propiedades de los materiales consideradas. Estos diagramas

son considerados iguales en las tres pilas del puente, ya que la geometría es la misma y se tienen los mismos armados, por lo tanto la misma cuantía de acero.

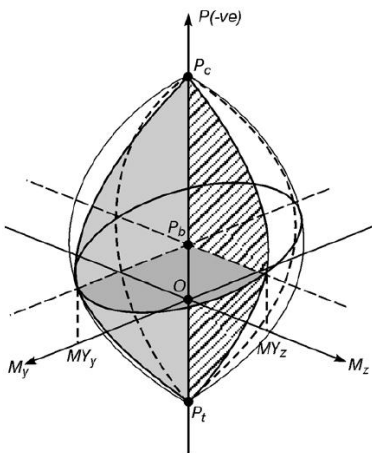


Figura 5.9 Diagramas de interacción para elementos viga-columna de concreto reforzado

Tabla 5.1 parámetros de los diagramas interacción

| DI para la pila | | |
|-----------------|-------|------|
| P_c | 80791 | KN |
| P_b | 43090 | KN |
| P_t | 16900 | KN |
| M_{bz} | 57476 | KN*m |
| M_{by} | 13348 | KN*m |

Para la representación de la ductilidad de las pilas se utilizó la formula presentada por Priestley y Park (1987). En esta formulación se asume una fuerza horizontal sísmica que actúa en el centro de masa de la estructura. Asumiendo un comportamiento lineal-elástico y un diagrama de momento a flexión triangular en la columna debido a la carga sísmica horizontal, el desplazamiento horizontal al centro de masa de la superestructura, cuando se alcanza la primera fluencia en la base de la columna, es

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} \quad (5.1)$$

donde $\varphi_y = M_y / E_c I_c$, es la curvatura en la base de la columna en la primer fluencia, E_c es el modulo de elasticidad, I_c es el momento de inercia de la sección agrietada y L es la distancia de la base de la columna al centro de masa de la superestructura.

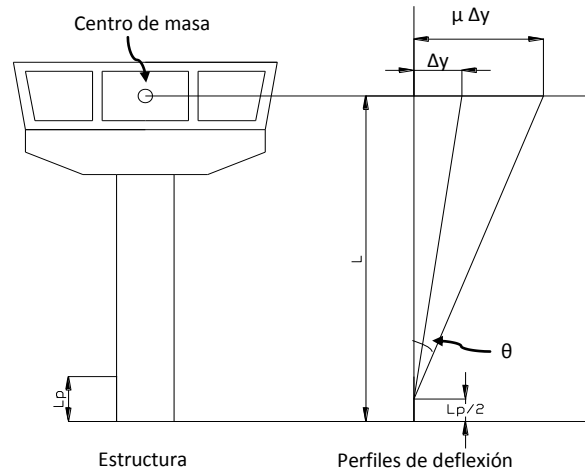


Figura 5.10 Perfiles de deflexión de la estructura para de rotación plástica θ .

Pueden ocurrir desplazamientos horizontales en el centro de masa de la superestructura por rotación plástica, los cuales se presentan sobre una longitud equivalente de la articulación plástica L_p . Asumiendo que la rotación plástica ϕ_p se concentra en el centro de la articulación plástica, el desplazamiento total horizontal al centro de masa de la superestructura se escribe como:

$$\Delta_{max} = \Delta_y + \theta_p (L - 0.5L_p) \quad (5.2)$$

donde

$$\theta_p = (\phi_{max} - \phi_y) L_p \quad (5.3)$$

y ϕ_{max} es la curvatura máxima alcanzada en la base de la columna. Por lo tanto:

$$\Delta_{max} = \Delta_y + (\phi_{max} - \phi_y) L_p (L - 0.5(L_p)) \quad (5.4)$$

Por lo tanto, el factor de ductilidad de desplazamiento queda como

$$\mu = 1 + 3 \left(\frac{\phi_{max}}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (5.5)$$

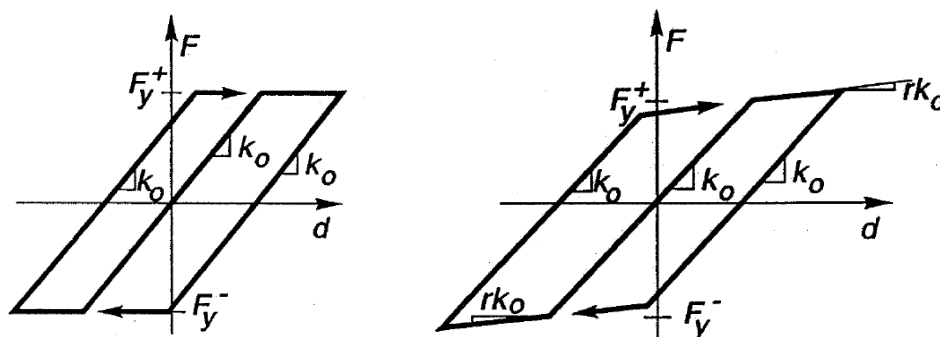
donde la longitud de la articulación plástica se tomó conservadoramente como $d/2$. La fórmula 5.5 fue la utilizada para determinar la ductilidad de las columnas en los puentes en estudio, cuyos valores se presentan en la tabla 5.2.

Los modelos de histéresis son utilizados para describir las relaciones fuerza desplazamiento de los sistemas, además de para representar la degradación de la rigidez del sistema al someterse a ciclos de carga y descarga. En el programa Ruaumoko dispone de un amplio número de modelos para describir dicho comportamiento, entre los cuales se hace una breve revisión de los más destacados.

Tabla 5.2 Parámetros tomados para determinar la ductilidad de las pilas

| Pila 10 | | | | | | |
|------------------|----------|----------|-------------|-----------------|-----------|--------|
| Dirección | L | d | φ_y | φ_{max} | Lp | μ |
| x | 5.36 | 3.93 | 0.0074 | 0.183 | 1.965 | 22.314 |
| z | 5.36 | 0.73 | 0.0012 | 0.008 | 0.365 | 2.118 |
| Pila 11 | | | | | | |
| Dirección | L | d | φ_y | φ_{max} | Lp | μ |
| x | 5.16 | 3.93 | 0.0074 | 0.183 | 1.965 | 22.947 |
| z | 5.16 | 0.73 | 0.0012 | 0.008 | 0.365 | 2.159 |
| Pila 12 | | | | | | |
| Dirección | L | d | φ_y | φ_{max} | Lp | μ |
| x | 5.01 | 3.93 | 0.0074 | 0.183 | 1.965 | 23.445 |
| z | 5.01 | 0.73 | 0.0012 | 0.008 | 0.365 | 2.193 |

Modelo de histéresis elasto-plástico. Los modelos más sencillos son los bilineales, con una rigidez de postfluencia nula o positiva. Son empleados con bastante regularidad para representar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales en zonas en régimen plástico de la estructura principal. La mayoría de los análisis paramétricos en el campo sismorresistente han adoptado estos modelos, siendo el más empleado el bilineal sin endurecimiento, como el de la figura 5.11 (Nakashima et al., 1995).

**Figura 5.11** Rigidez elasto-plástica con y sin endurecimiento por deformación

Modelo de Ramberg-Osgood. Este modelo, representado en la figura 5.12, ha sido usado frecuentemente por su capacidad de reproducir la gradual disminución de rigidez. Fue usado por primera vez por Jennings en 1964. El modelo consiste en una curva esqueleto y una familia de curvas histeréticas. Su uso ha sido principalmente para elementos de acero y para modelar comportamientos de disipadores de energía con excelentes resultados (Cahis et al., 2001).

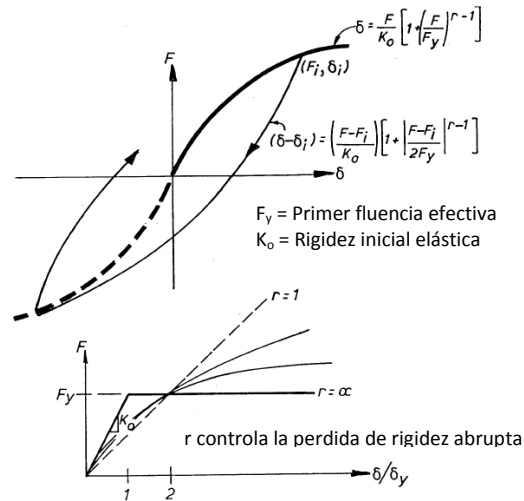
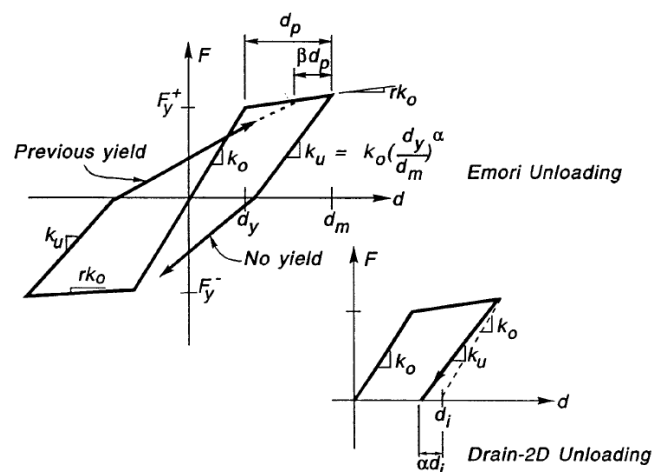


Figura 5.12 Modelo Ramberg-Osgood (Carr, A. 2003).

Modelo de Takeda. El modelo desarrollado por Takeda (Carr A. 2003) se basó en observaciones experimentales del comportamiento de un número de elementos de concreto reforzado, ensayados bajo cargas laterales reversibles. El modelo incluye: a) cambios de la rigidez en agrietamiento a flexión y fluencia, b) reglas de histéresis para ciclos de histéresis internos y c) degradación de la rigidez en la descarga. Una de las limitantes del modelo es que no se considera el daño excesivo o falla causadas por el deterioro cortante o por adherencia.

El modelo está definido por los siguientes parámetros: a) el factor α que controla la rigidez de la rama de descarga (0 a 0.5), b) el factor β que controla la rigidez de la recarga (0 a 0.6), c) el factor de Ramberg-Osgood, d) r , que controla la pérdida de rigidez después de la cedencia ($1 < r$), e) la rigidez inicial k , igual a EI , y f) la rigidez de la rama de descarga (Arqhy, 2010).



En este trabajo se utilizó el modelo de Takeda, ya que es uno de los modelos que mejor representa el comportamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado. Para este modelo, los valores utilizados para representar a las pilas tipo muro de concreto del puente Motín de Oro son $\alpha=0.3$ y $\beta=0.4$ (Moreno, 2006). El modelo también tiene la opción de dos tipos de descarga, tipo Emori y la utilizada en el programa de análisis Drain-2D. En el análisis del programa Ruaumoko se utilizó la tipo Emori, ya que este representa mejor la rigidez de la descarga del modelo que la utilizada en el programa Drain 2D (figura 5.12).

El nivel más sofisticado de análisis disponible, mediante el cual es posible predecir las fuerzas y los desplazamientos que se producen como consecuencia de un movimiento sísmico, es el análisis dinámico no lineal. Éste involucra una solución paso a paso, en el dominio temporal, de ecuaciones del movimiento de sistemas de múltiples grados de libertad, los cuales representan la respuesta de una estructura. Para ello se requiere de uno o más acelerogramas reales o simulados para representar la excitación (Paulay y Priestley, 1992).

Con el modelo del puente en Ruaumoko se realizó un análisis dinámico elástico para verificar que las características dinámicas del modelo fueran similares a las obtenidas con el modelo en el SAP. En el programa Ruaumoko se obtuvieron periodos de 0.276 s y 0.216 s para el primer y segundo modo del puente Motín de Oro, los cuales son similares a los obtenidos con SAP, como se muestra en la figura 5.14, en las figuras no se observa bien las formas modales de la estructura esto es a causa de las deficiencias gráficas del programa Ruaumoko. También, se determinó con el programa Ruaumoko la historia de desplazamientos elásticos en el mismo punto que fue evaluado con SAP. Con el modelo en Ruaumoko, el desplazamiento máximo en el nodo central del puente fue de 0.941 cm, aunque no es igual al obtenido con el programa SAP es parecido. La historia de desplazamientos obtenidos en este nodo se muestra en la figura 5.15. Con estas evaluaciones se considera que el modelo en Ruaumoko puede ser adecuado para representar el modelo del SAP.

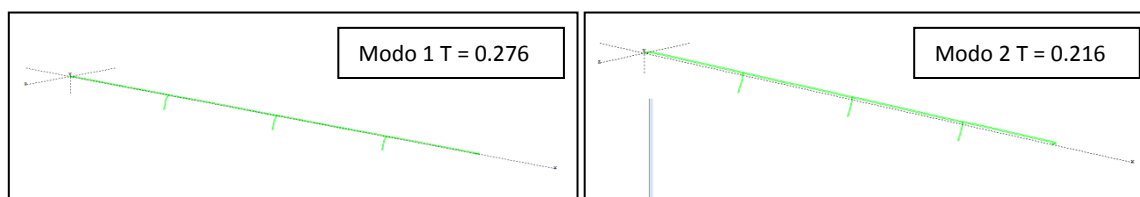


Figura 5.14 Modos de vibrar del puente Motín de Oro Ruaumoko 3D.

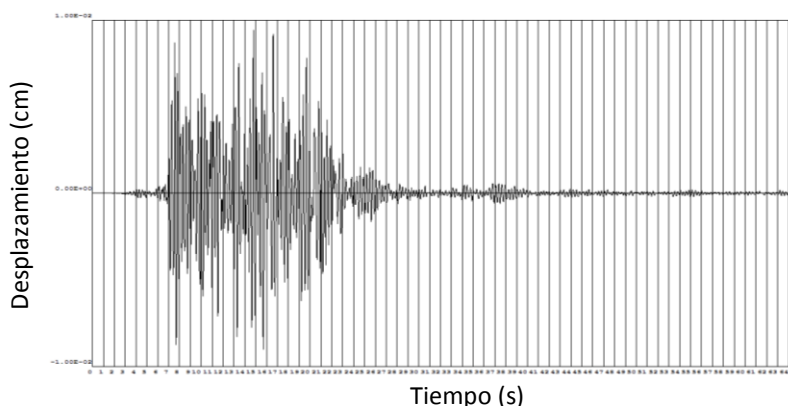


Figura 5.15 Desplazamientos del análisis elástico en el nodo No 9.

5.3 ANÁLISIS NO LINEAL

Una vez que se tiene el modelo para los análisis, se desarrollaron diferentes variaciones de éste, considerando los sismos sintéticos simulados y los valores obtenidos de las variables aleatorias consideradas, tales como el módulo de elasticidad del concreto y el acero (E_c , E_s), el peso por unidad de volumen del concreto y del acero (w_c , w_s), el esfuerzo de compresión del concreto (f'_c), el esfuerzo de último y de fluencia del acero (f_y , f_u), descritos en el capítulo anterior.

Los diagramas de interacción de las columnas, necesarios para caracterizar el puente en el programa Ruaumoko, se obtuvieron de la misma manera, combinando los valores de las variables aleatorias en las pilas y graficando los diagramas con los distintos valores. En la tabla 5.3 se muestran los primeros 20 valores de las 300 variaciones y el índice de daño obtenido, esto solo para el sismo de Caleta de Campos, registrado el 11 de enero de 1995 (Sismo 1), en el elemento No. 10 del puente, en la primera pila de izquierda a derecha del puente.

Este proceso se hizo 300 veces para los cuatro distintos escenarios sísmicos. Los resultados obtenidos de los índices de daño se analizaron estadísticamente, definiendo frecuencias relativas e histogramas de cada uno de los tres elementos pilas, para los cuatro escenarios sísmicos. En la tabla 5.4 se observan las frecuencias obtenidas para el índice de daño de Park y Ang y de índices de daño comunes tales como los de Bracci y Banon, cuando la estructura se sometió a familias del sismo 1, en el elemento 10. De esa manera se obtuvieron los demás histogramas para los distintos elementos, con familias de los cuatro sismos que se simularon.

En la figura 5.16 se presentan los histogramas de las frecuencias relativas y las frecuencias relativas acumuladas para los elementos 10, 11 y 12, las tres pilas del puente Motín de Oro, para las familias del sismo 1. Los histogramas de las pilas extremas no son iguales, ya que el puente no es simétrico; dichas pilas tienen alturas diferentes que originan variaciones en las acciones. Histogramas similares para las familias de los sismos 2 a 4 se presentan en las figuras 5.17 a 5.19. Como se observa en los histogramas de la figura 5.18 para el tercer escenario sísmico, estas familias de sismos originan daños pequeños en el puente; la mayor frecuencia relativa obtenida es para índices de daño de 0.1 o menores.

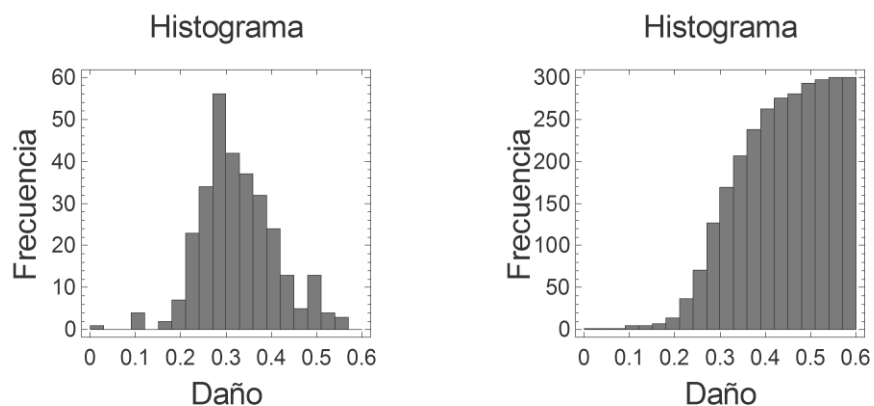
Tabla 5.3 Valores obtenidos mediante el análisis de los índices de daño.

| A ná lis is | Variables aleatorias | | | | Diagramas de interacción | | | | | Índices de daño | | |
|----------------------|----------------------|------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|---------|-------------------|-------------------|------------|-----------------|----------------------|---------------------|
| | Ec (KPa) | Gc (KPa) | Wc cajo n (KN/ m) | Wc pila (KN/ m) | PC (KN) | PB (KN) | MBz (KN*m) | MBy (KN* m) | PT (KN) | Park y Ang | Brac ci et al. | Bano n et al. |
| 1 | 29780000 | 11453834 | 91.9 | 82.7 | 84137 | 39639.5 | 59904 | 14050 | 18772 | 0.278 | 0.1 | 0.441 |
| 2 | 29940000 | 11515373 | 89.4 | 80.4 | 71242 | 32127.5 | 51915 | 12507 | 18960 | 0.306 | 0.099 | 0.446 |
| 3 | 29850000 | 11480757 | 84.6 | 76.1 | 83915 | 39105 | 59785 | 14061 | 19031 | 0.258 | 0.087 | 0.395 |
| 4 | 31440000 | 12092295 | 82.4 | 74.1 | 76918 | 37571.5 | 55184 | 12961 | 17458 | 0.373 | 0.128 | 0.512 |
| 5 | 31130000 | 11973065 | 87.0 | 78.3 | 74443 | 31637.5 | 54017 | 13006 | 20463 | 0.244 | 0.067 | 0.374 |
| 6 | 27600000 | 10615374 | 79.0 | 71.1 | 75767 | 34995 | 54703 | 13022 | 18732 | 0.324 | 0.095 | 0.434 |
| 7 | 33480000 | 12876910 | 84.8 | 76.3 | 74678 | 34759 | 53983 | 12849 | 18473 | 0.303 | 0.095 | 0.434 |
| 8 | 27760000 | 10676912 | 80.9 | 72.8 | 73757 | 36107.5 | 53162 | 12533 | 17214 | 0.3 | 0.111 | 0.461 |
| 9 | 28000000 | 10769220 | 92.6 | 83.3 | 69570 | 35006.5 | 50293 | 11865 | 16306 | 0.517 | 0.193 | 0.693 |
| 10 | 27730000 | 10665374 | 90.0 | 81.1 | 83427 | 37308 | 59535 | 14097 | 19979 | 0.262 | 0.087 | 0.442 |
| 11 | 27590000 | 10611527.9 | 87.2 | 78.5 | 71177 | 33775 | 51673 | 12308 | 17777 | 0.408 | 0.156 | 0.524 |
| 12 | 29980000 | 11530757 | 79.7 | 71.8 | 82677 | 38985 | 58985 | 13855 | 18666 | 0.252 | 0.069 | 0.4 |
| 13 | 28100000 | 10807681 | 84.1 | 75.7 | 77727 | 34294 | 56008 | 13407 | 19920 | 0.228 | 0.05 | 0.347 |
| 14 | 29600000 | 11384604 | 84.1 | 75.7 | 71676 | 33200 | 52099 | 12466 | 18374 | 0.315 | 0.098 | 0.462 |
| 15 | 27500000 | 10576912 | 87.3 | 78.6 | 73808 | 34363.5 | 53430 | 12732 | 18406 | 0.275 | 0.112 | 0.412 |
| 16 | 25020000 | 9623067 | 83.2 | 74.9 | 73118 | 35764.5 | 52760 | 12451 | 17195 | 0.293 | 0.093 | 0.481 |
| 17 | 23940000 | 9207683 | 83.9 | 75.5 | 75149 | 32593.5 | 54432 | 13093 | 20109 | 0.211 | 0.051 | 0.337 |
| 18 | 24490000 | 9419221 | 86.4 | 77.8 | 77160 | 36547.5 | 55481 | 13112 | 18217 | 0.289 | 0.102 | 0.463 |
| 19 | 30030000 | 11549988 | 87.0 | 78.3 | 74740 | 35193 | 53973 | 12813 | 18201 | 0.381 | 0.155 | 0.511 |
| 20 | 27780000 | 10684604 | 87.5 | 78.8 | 71111 | 33856.5 | 51615 | 12287 | 17694 | 0.333 | 0.166 | 0.558 |

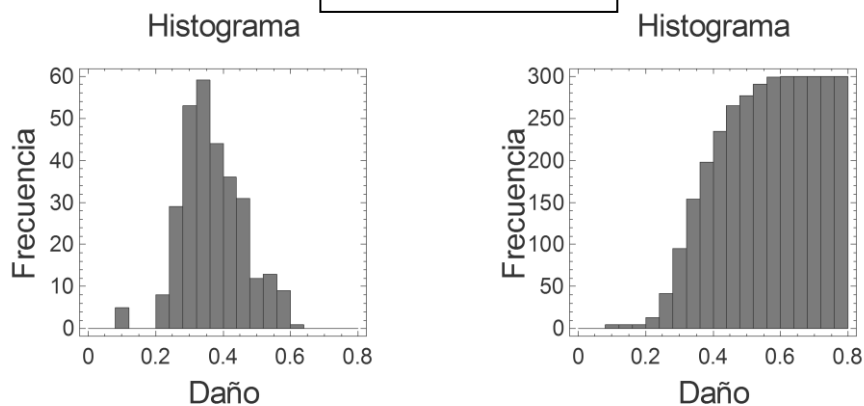
Tabla 5.4 Frecuencias obtenidas en el análisis del elemento 10 en el sismo del 11 de enero de 1995.

| Clase | Límite | | Frecuencia | Frecuencia | Frecuencia | Frec. Relativa |
|--------------|----------------|----------|------------|----------------------------|------------|----------------|
| | Inferior | superior | | Relativa | acumulada | acumulada |
| | Menor a 0 | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0 | 0.04 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0.04 | 0.08 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0.08 | 0.12 | 5 | 0.0167 | 5 | 0.0167 |
| 4 | 0.12 | 0.16 | 0 | 0 | 5 | 0.0167 |
| 5 | 0.16 | 0.2 | 7 | 0.0233 | 12 | 0.04 |
| 6 | 0.2 | 0.24 | 24 | 0.08 | 36 | 0.12 |
| 7 | 0.24 | 0.28 | 54 | 0.18 | 90 | 0.3 |
| 8 | 0.28 | 0.32 | 68 | 0.2267 | 158 | 0.5267 |
| 9 | 0.32 | 0.36 | 48 | 0.16 | 206 | 0.6867 |
| 10 | 0.36 | 0.4 | 39 | 0.13 | 245 | 0.8167 |
| 11 | 0.4 | 0.44 | 24 | 0.08 | 269 | 0.8967 |
| 12 | 0.44 | 0.48 | 11 | 0.0367 | 280 | 0.9333 |
| 13 | 0.48 | 0.52 | 14 | 0.0467 | 294 | 0.98 |
| 14 | 0.52 | 0.56 | 5 | 0.0167 | 299 | 0.9967 |
| 15 | 0.56 | 0.6 | 1 | 0.0033 | 300 | 1 |
| | Superior a 0.6 | | 0 | 0 | 300 | 1 |
| Media | = | 0.32643 | | Desviación estándar | = | 0.0845001 |

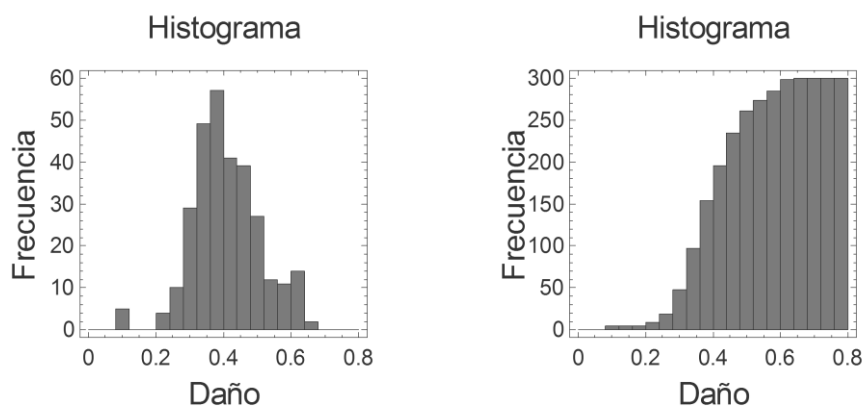
Elemento No 10



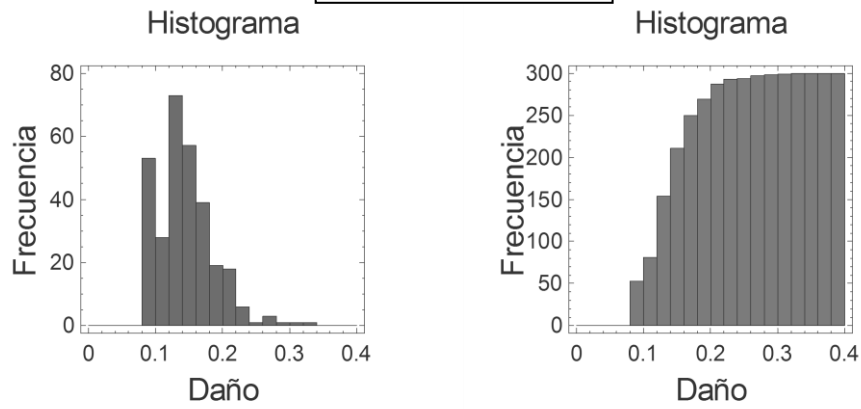
Elemento No 11



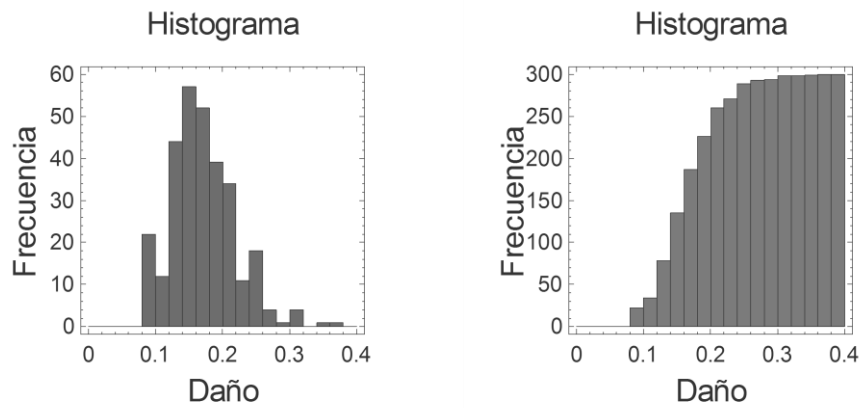
Elemento No 12

**Figura 5.16** Histogramas de las tres pilas para el sismo 1, índice de Park y Ang.

Elemento No 10



Elemento No 11



Elemento No 12

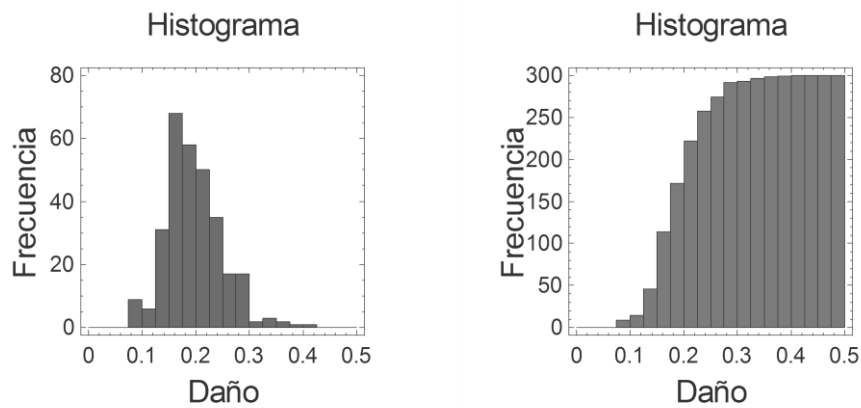
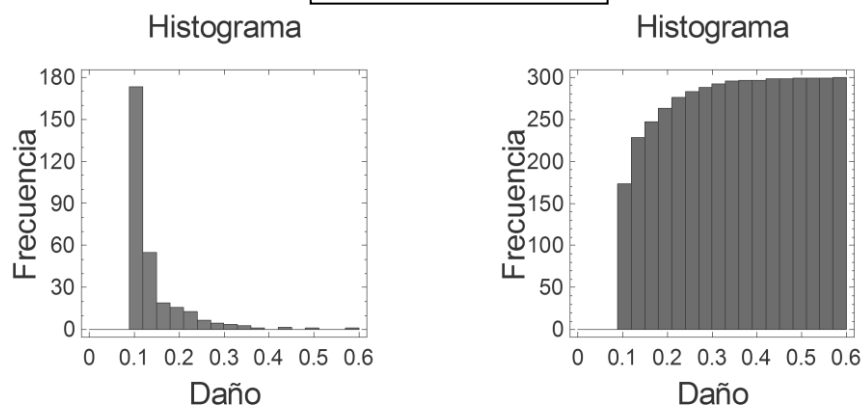
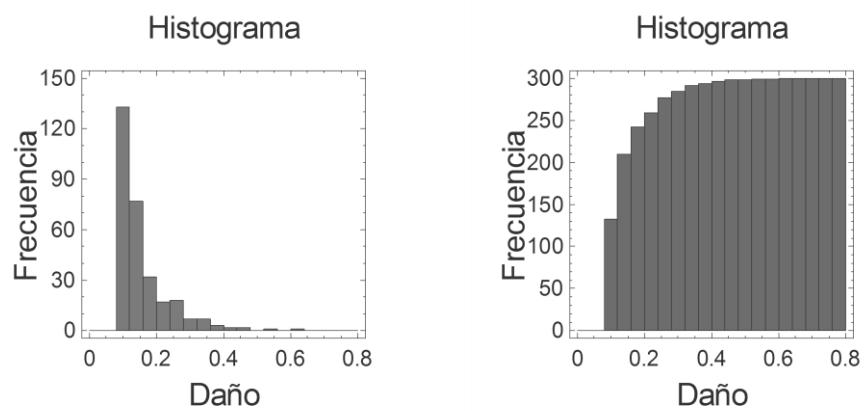


Figura 5.17 Histogramas de las tres pilas para el sismo 2, índice de Park y Ang.

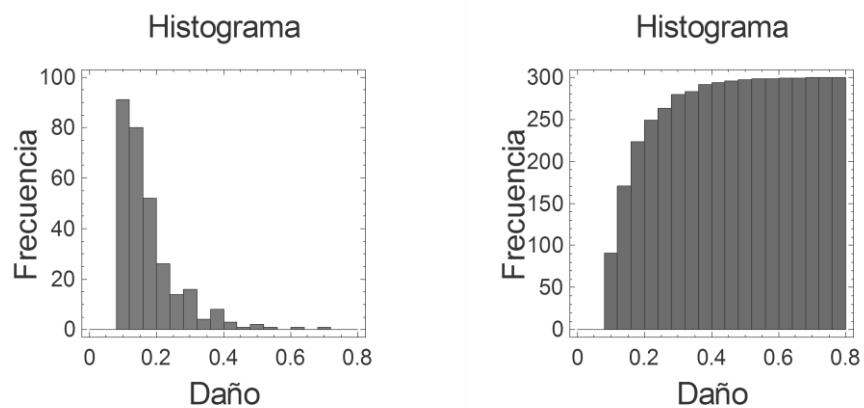
Elemento No 10



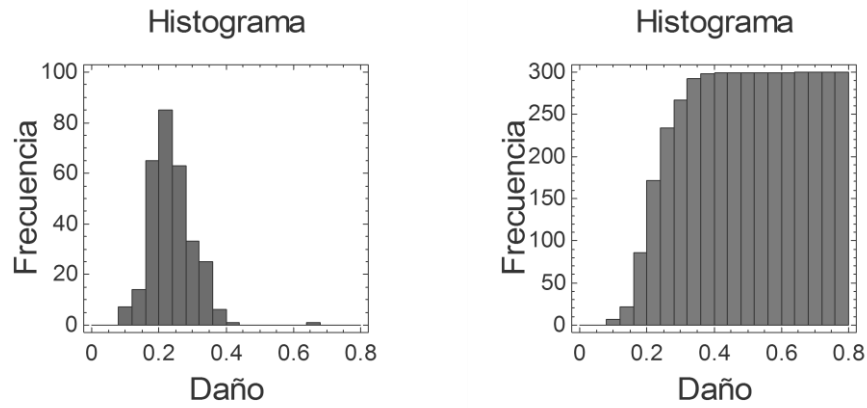
Elemento No 11



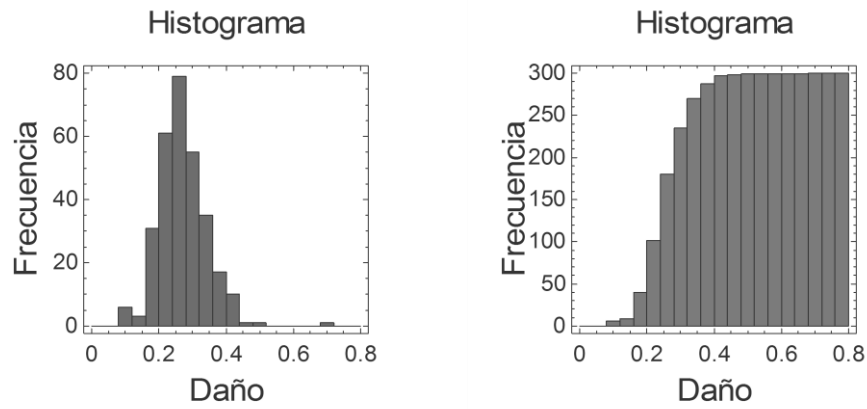
Elemento No 12

**Figura 5.18** Histogramas de las tres pilas para el sismo 3, índice de Park y Ang.

Elemento No 10



Elemento No 11



Elemento No 12

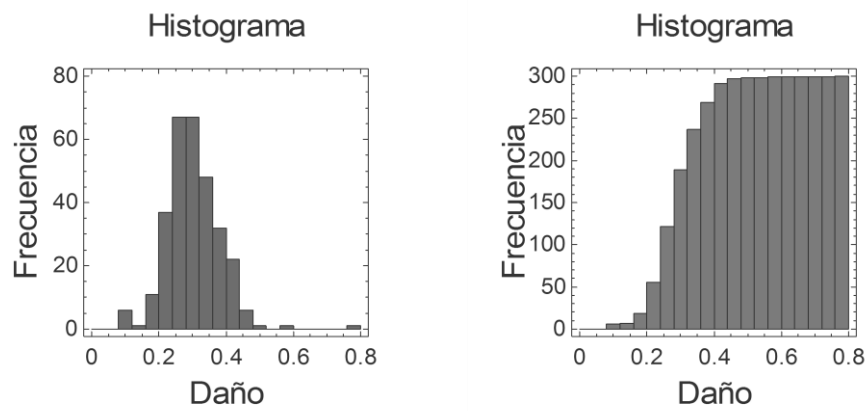


Figura 5.19 Histogramas de las tres pilas para el sismo 4, índice de Park y Ang.

5.3 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD Y PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Una vez que se han definido los histogramas es necesario definir las curvas de fragilidad, mediante ajustes de los resultados obtenidos de las variables aleatorias a una función de distribución de probabilidad, caracterizada por una función $f(x)$. Esta función de distribución proporciona un medio para determinar la probabilidad de un intervalo $a \leq X \leq b$. Para este tipo de estudio se emplean funciones de distribución continuas, tales como los modelos Normal, Uniforme, Beta, Bama y Lognormal, de los cuales se hará una descripción breve en los siguientes apartados.

5.3.2 Distribución Uniforme

En esta distribución la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor en cada subintervalo es la misma. Se dice entonces que la variable aleatoria se encuentra distribuida uniformemente y es constante en el intervalo (a, b) . La función de distribución de esta variable se presenta en la figura 5.20.

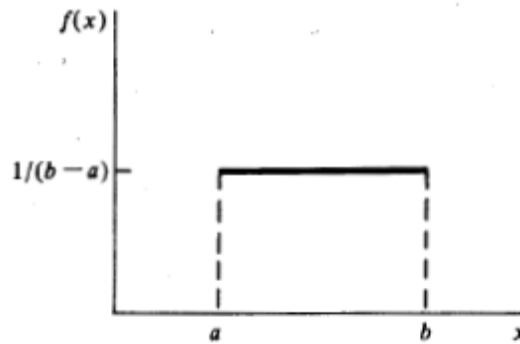


Figura 5.20 Distribución uniforme (Canavos 1988).

Se dice que una variable aleatoria X está uniformemente distribuida sobre el intervalo (a, b) si su función de densidad de probabilidad está dada por:

$$f(x) = \begin{cases} 1/(b-a) & a \leq x \leq b \\ 0 & \text{para cualquier otro valor} \end{cases} \quad (5.6)$$

La distribución acumulada está dada por

$$P(X \leq x) = \begin{cases} 0 & x < a \\ (x-a)/(b-a) & a \leq x \leq b \\ 1 & x > b \end{cases} \quad (5.7)$$

5.3.1 Distribución Normal o Gaussiana

Esta distribución es indudablemente la más importante y de mayor uso de todas las distribuciones continuas de probabilidad. La apariencia gráfica de la distribución normal es una curva simétrica con forma de campana, que se extiende sin límite, tanto en dirección positiva como negativa, como se observa en la figura 5.21. Se dice que una variable aleatoria X se encuentra normalmente distribuida si su función de densidad de probabilidad está dada por

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad -\infty < x < \infty \quad (5.8)$$

La probabilidad de que una variable aleatoria normalmente distribuida X sea menor o igual a un valor específico x , está dada por la función de distribución acumulada

$$P(X \leq x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{t-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] dt \quad (5.9)$$

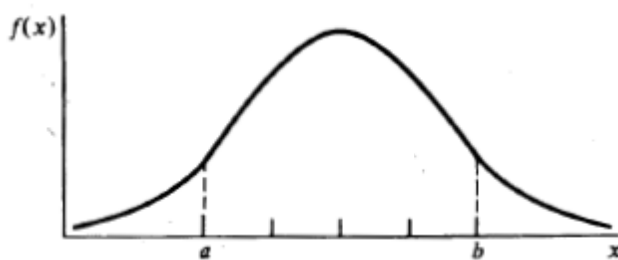


Figura 5.21 Función de distribución normal (Canavos 1988).

La integral en la ecuación 5.7 no puede evaluarse en forma cerrada; sin embargo, se puede tabular como una función de μ y σ , pero ya que existe un número infinito de valores de μ y σ , es algo prácticamente imposible. Esto se puede simplificar haciendo una transformación, en donde Z sea una variable definida por la siguiente relación

$$Z = \frac{(X-\mu)}{\sigma} \quad (5.10)$$

donde Z es una variable aleatoria estandarizada con media cero y desviación estándar uno, lo que facilita el cálculo porque su distribución es

$$P(X \leq x) = P \left[Z \leq \frac{x-\mu}{\sigma} \right] = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{x-\mu}{\sigma}} \exp \left(-\frac{z^2}{2} \right) dz \quad (5.11)$$

Para lo cual están tabuladas las probabilidades o se pueden obtener resolviendo la integral de la ecuación 5.11 (G. Canavos, 1988).

5.3.3 Distribución Lognormal

La distribución lognormal, graficada en la figura 5.22, es una distribución de probabilidad de cualquier variable aleatoria con su logaritmo normalmente distribuido. Se dice que una variable aleatoria está normalmente distribuida si $Y = \ln(X)$. Esta distribución se define sólo para valores positivos ($x \geq 0$). Las funciones de densidad y acumulada se obtienen mediante la variable Z .

$$f_Y(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta y} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln y - \alpha}{\zeta} \right)^2 \right] \quad (5.12)$$

donde los valores de la esperanza y la varianza están definidos por

$$\alpha = E(\ln X) = \ln \mu - 0.5\zeta^2 \quad (5.13)$$

$$\zeta^2 = \text{Var}(\ln X) = \ln \left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2} \right) \quad (5.14)$$

La función de distribución acumulada está dada por

$$F_x(x) = P(X \leq x) = P(\ln X \leq \ln x) = P(Y \leq y) = F_Y(y) \quad (5.15)$$

por lo tanto

$$F_x(x) = F_Y(y) = \Phi \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right) \quad (5.16)$$

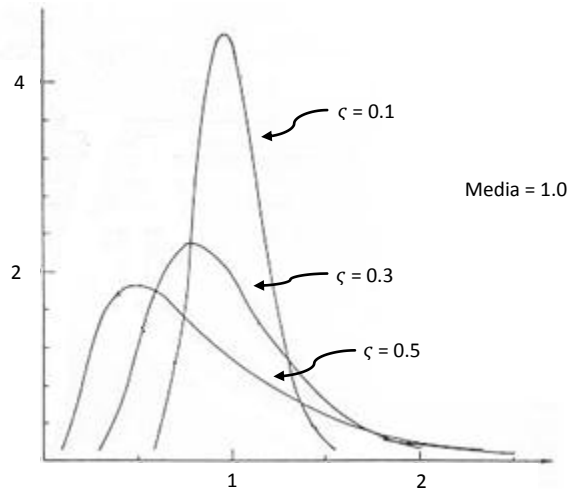


Figura 5.22 Gráfica de la distribución lognormal para distintos valores de ζ con media igual a 1.

5.3.4 Distribución Beta

Es una distribución que permite generar una gran variedad de perfiles. Se ha utilizado para representar variables físicas cuyos valores se encuentran restringidos a un intervalo de longitud finita y para encontrar ciertas cantidades que se conocen como límites de tolerancia, sin necesidad de la hipótesis de una distribución normal (G. Canavos, 1988).

Una variable aleatoria X tienen una distribución beta si su función de densidad de probabilidad está dada por

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & 0 < x < 1, \alpha, \beta > 0 \\ 0 & \text{para cualquier otro valor} \end{cases} \quad (5.17)$$

Las cantidades de α y β de la distribución son ambas parámetros del perfil de la curva. Distintos valores de α y β darán distintos perfiles para la función de densidad beta, como se muestra en la figura 5.23.

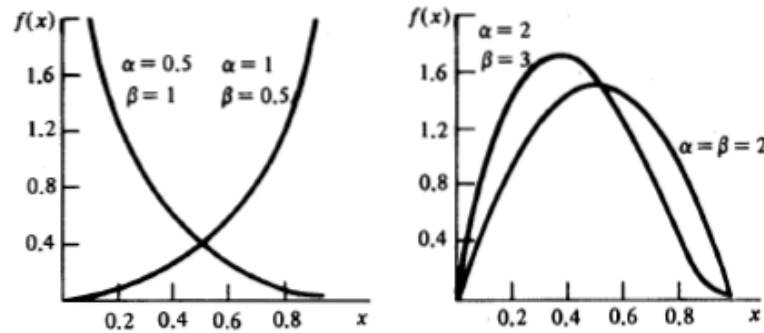


Figura 5.23 Graficas de la función de densidad beta para distintos valores de α y β .

La función de distribución acumulada está definida por

$$P(X \leq x) = \begin{cases} 0 & x \leq 0, \\ \frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} \int_0^x t^{\alpha-1} (1-t)^{\beta-1} dt & 0 < x < 1, \\ 1 & x \geq 1, \end{cases} \quad (5.18)$$

La esperanza y la varianza de esta distribución están dadas por:

$$E(X) = \frac{\alpha}{\alpha+\beta} \quad (5.19)$$

$$Var(X) = \frac{\alpha\beta}{(\alpha+\beta)^2(\alpha+\beta+1)} \quad (5.20)$$

5.3.5 Distribución Gama

Esta es otra distribución de gran uso, uno de ellos para modelar carga viva sostenida en edificios. Se dice que la variable aleatoria X tiene una distribución gama si su función de densidad de probabilidad está dada por

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\Gamma(\alpha)\theta^\alpha} x^{\alpha-1} \exp(-\frac{x}{\theta}) & x > 0, \quad \alpha, \theta > 0 \\ 0 & \text{para cualquier otro valor} \end{cases} \quad (5.21)$$

donde $\Gamma(\alpha)$ es conocida como la función gama del argumento α definida por

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty u^{\alpha-1} \exp(-u) du \quad (5.22)$$

Algunas propiedades de la función gama son

- i. $\Gamma(n+1) = n!$ si n es un entero positivo
- ii. $\Gamma(n+1) = n\Gamma(n)$ $n > 0$
- iii. $\Gamma(1/2) = \sqrt{\pi}$

Los valores de la esperanza y de la varianza están dados por

$$E(X) = \alpha\theta \quad (5.23)$$

$$Var(X) = \alpha\theta^2 \quad (5.24)$$

Esta función es muy versátil, ya que exhibe varios perfiles que dependen del parámetro α . En la figura 5.24 se ilustran distintos perfiles de la función de densidad para distintos valores de α y θ .

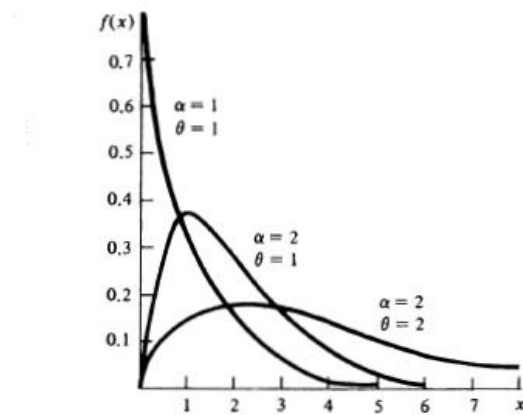


Figura 5.24 Gráficas de la función de distribución de gama para distintos valores de α y θ .

5.3.6 Distribución Weibull

Esta función se ha utilizado ampliamente como modelo para definir situaciones tipo tiempo-falla y con el objetivo de lograr una amplia variedad de componentes mecánicos y eléctricos. También es utilizada con mejor aproximación a variables como la carga sísmica aplicada a una estructura. Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución de Weibull si su función de densidad de probabilidad está dada por

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\alpha}{\theta^\alpha} x^{\alpha-1} \exp[-(x/\theta)^\alpha] & x > 0, \quad \alpha, \theta > 0 \\ 0 & \text{para cualquier otro valor} \end{cases} \quad (5.25)$$

Esta distribución es una familia de distribuciones que dependen de dos parámetros: el de forma α y el de escala θ . Esta distribución tiene distintos perfiles dependiendo del valor de α (figura 5.25).

La función de distribución acumulada de Weibull está dada por

$$F(x) = \int_0^x t^{\alpha-1} \exp[-(t/\theta)^\alpha] dt \quad (5.26)$$

donde la media y la varianza están dadas por

$$E(X) = \theta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad (5.27)$$

$$Var(X) = \theta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \quad (5.28)$$

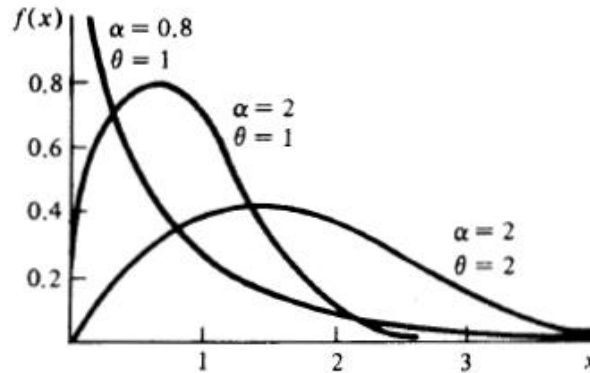


Figura 5.25 Gráficas de la función de densidad de Weibull para distintos valores de α y θ

5.3.7 Pruebas de bondad de ajuste

Las funciones de distribución antes mencionadas son utilizadas para ajustar los datos obtenidos de los resultados. Para ello, es necesario verificar mediante pruebas de bondad de ajuste cual de las diferentes funciones de distribución revisadas es la que sirve para representar la distribución de

los resultados. En este proceso se utilizan pruebas de hipótesis estadísticas, en las que la hipótesis nula, H_0 supone que la muestra de datos pertenece a un modelo determinado y la hipótesis alternativa H_a , que considera que esta no sigue dicha distribución. Las pruebas más utilizadas son las de Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov, de las cuales se da una breve descripción.

Prueba de bondad de ajuste Chi-cuadrada. Esta prueba se basa en la comparación de las frecuencias observadas y esperadas de cada una de las clases de una muestra, por lo que el estadístico es

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (5.29)$$

donde O_i y E_i son los valores de las frecuencias observadas y esperadas de la clase i respectivamente, y n es el número de clases de una muestra. Si existe una correlación perfecta entre los valores observados y esperados se tendrá un valor de cero. Por otro lado, si existe una gran diferencia, la ecuación 5.29 tomará un valor muy grande. La distribución Chi-cuadrada es válida para distribuciones discretas y continuas, pero es sensible a la selección del número de clases.

Estadística de Kolmogorov-Smirnov. Esta prueba también se utiliza para decidir si una muestra de datos sigue una distribución específica. Esta se basa en la función de distribución acumulada, definida para una muestra x como

$$S_n(x) = \frac{k}{n} \quad (5.30)$$

donde n es el número de puntos menores al valor x . De esta manera, la prueba de Kolmogorov-Smirnov se basa en la distancia máxima entre las curvas empíricas y teóricas de una variable definida como

$$D = \max |P(x_i) - S_n(x)| \quad (5.31)$$

donde $P(x_i)$ es la función teórica de distribución acumulada de la distribución que se analiza. La prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a la prueba de chi-cuadrada, ya que no es necesario agrupar los datos y también esta prueba se puede ajustar a muestras de tamaño pequeño. En la figura 5.26 se muestra un esquema de esta prueba de bondad de ajuste.

5.3.8 Ajuste de las variables a las funciones

Con los datos que se obtuvieron de los análisis mediante la simulación por Monte Carlo, se ajustaron los resultados a las funciones de distribución anteriores, con el uso del programa STATGRAPHICS Plus 5.0. Con este programa se pueden ajustar los histogramas obtenidos a diferentes funciones de distribución de probabilidad, como se observa en la figura 5.27. Durante el ajuste, se probaron todas las funciones de distribución disponibles en el programa, para cada uno de los elementos en el puente. En las tablas 5.5 a 5.7 se muestran los ajustes para los resultados en los elementos 10, 11 y 12 respectivamente. También se muestran las funciones de distribución acumulada y los resultados de las pruebas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov-

Smirnov, donde se establece si la función de distribución acumulada se acepta o no para los datos obtenidos.

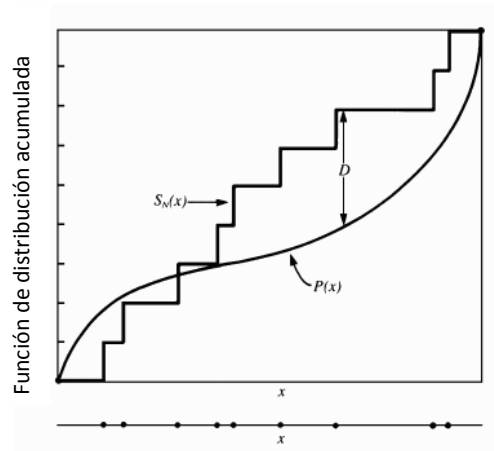


Figura 5.26 Estadístico de la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

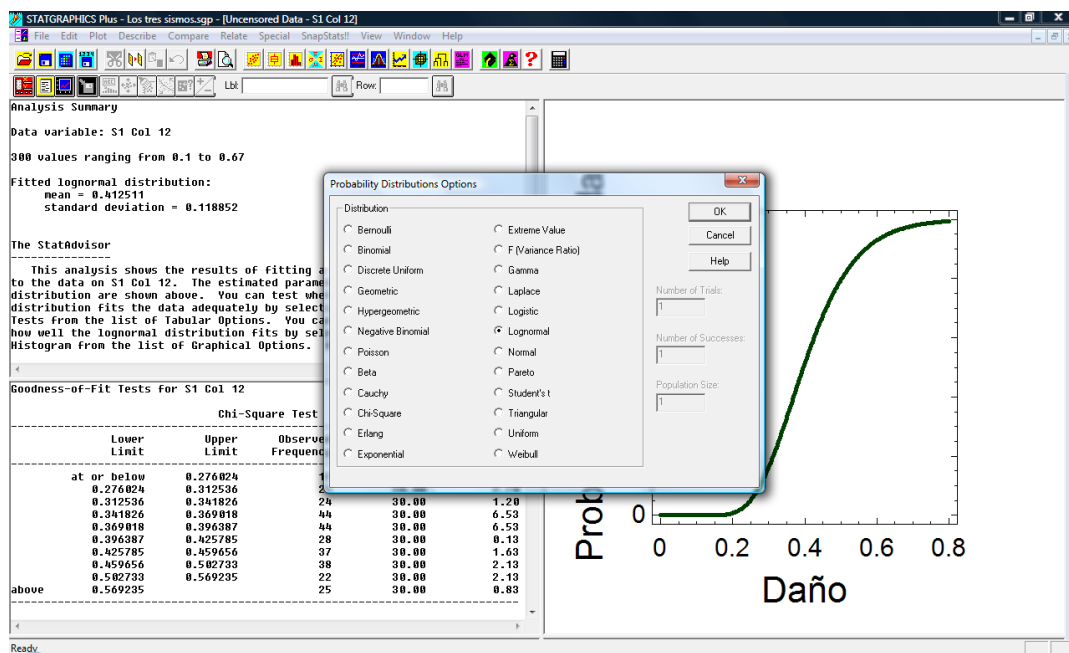


Figura 5.27 Funciones de distribución en el programa Statgraphics v5.0.

Tabla 5.5. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 10 del puente Motín de Oro.

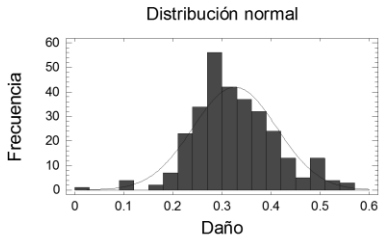
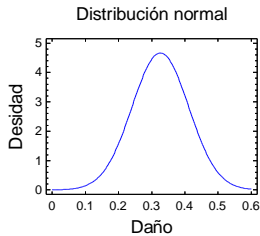
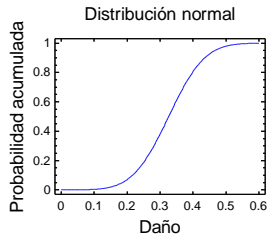
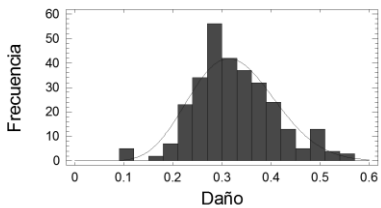
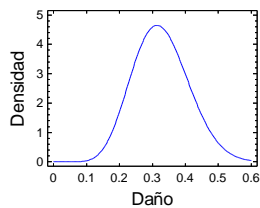
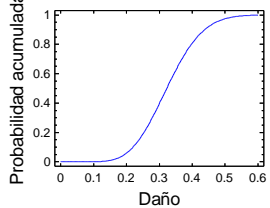
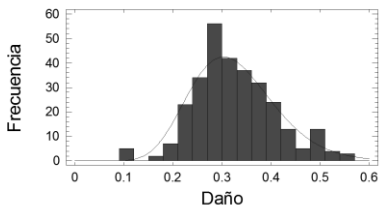
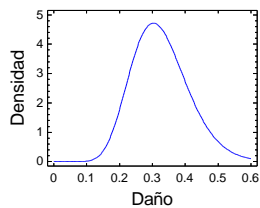
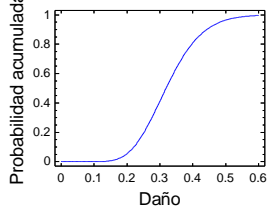
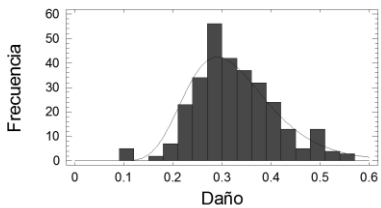
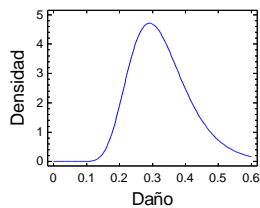
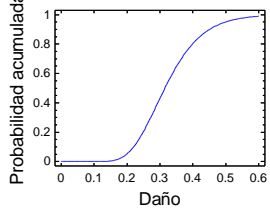
| HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS | CURVA DE DENSIDAD | DISTRIBUCIÓN ACUMULADA | |
|---|--|---|--|
| <p>Distribución normal</p>  | <p>Distribución normal</p>  | <p>Distribución normal</p>  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=14.334$ $P=0.04556$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.0717$ $P=0.09141$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.01 se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución normal con un 99% de confianza.</p> |
| <p>Distribución Beta</p>  | <p>Distribución Beta</p>  | <p>Distribución Beta</p>  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=10.2$ $P=0.17752$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.05262$ $P=0.3812$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es ≥ 0.1 no se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución beta con un 90% o más de confianza.</p> |
| <p>Distribución Gama</p>  | <p>Distribución Gama</p>  | <p>Distribución Gama</p>  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=7.6$ $P=0.3692$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.04962$ $P=0.45932$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es ≥ 0.1 no se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución gama con un 90% o más de confianza.</p> |
| <p>Distribución Lognormal</p>  | <p>Distribución Lognormal</p>  | <p>Distribución Lognormal</p>  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=12.4$ $P=0.08815$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.06370$ $P=0.17533$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.1 se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución lognormal con un 90% de confianza.</p> |

Tabla 5.6. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 11 del puente Motín de Oro

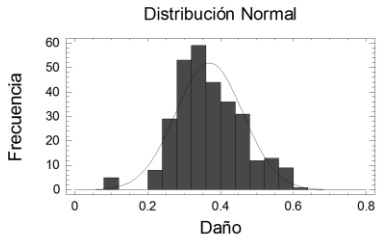
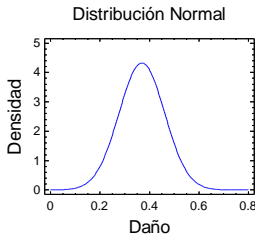
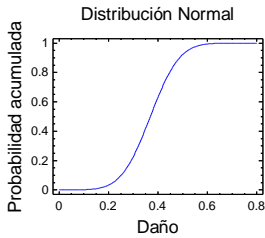
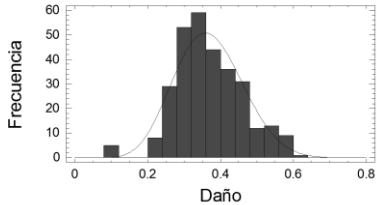
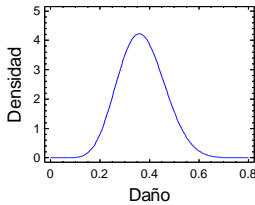
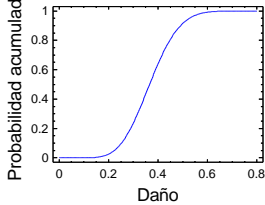
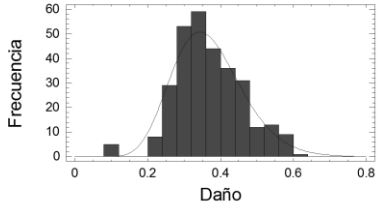
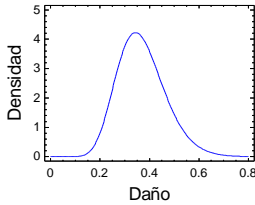
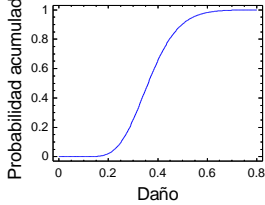
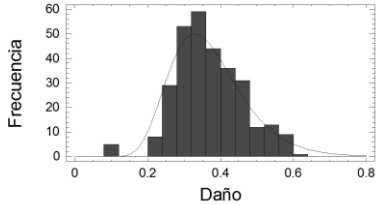
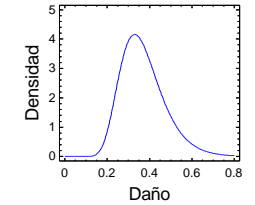
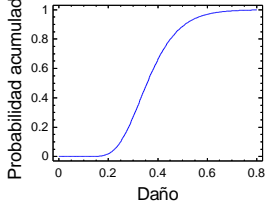
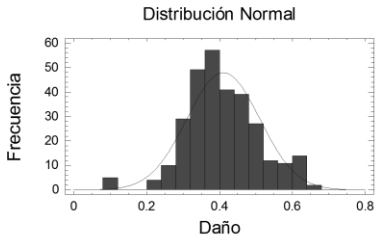
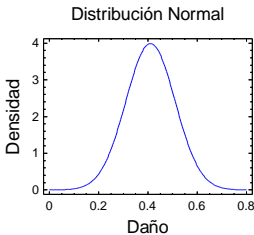
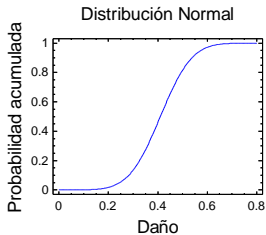
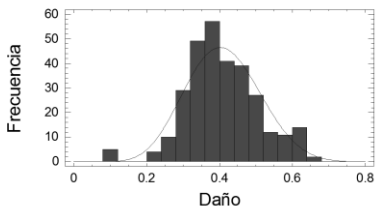
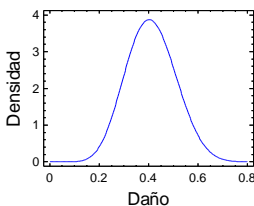
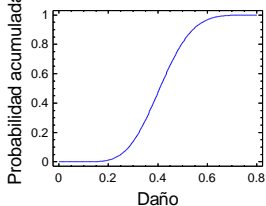
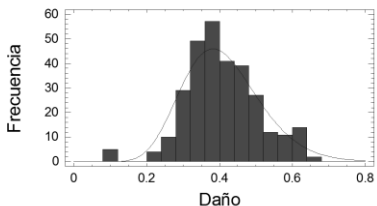
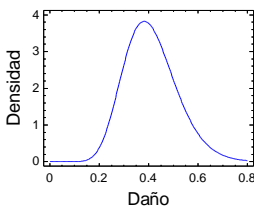
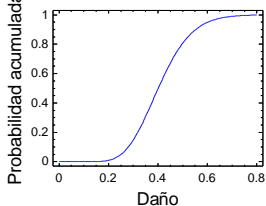
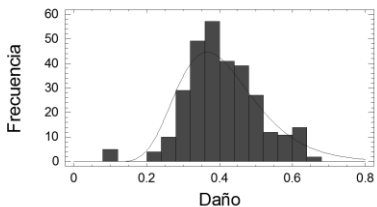
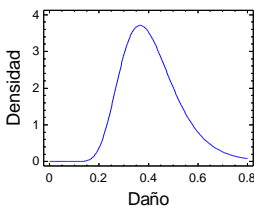
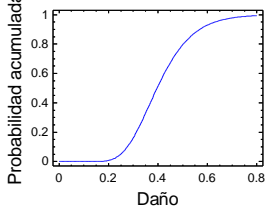
| HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS | CURVA DE DENSIDAD | DISTRIBUCIÓN ACUMULADA | |
|---|--|---|---|
|  <p>Distribución Normal</p> |  <p>Distribución Normal</p> |  <p>Distribución Normal</p> | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=18.334$ $P=0.01055$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.06427$ $P=0.1678$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.01 se rechaza la idea de que el elemento 11 tiene una distribución normal con un 99% de confianza.</p> |
|  <p>Distribución Beta</p> |  <p>Distribución Beta</p> |  <p>Distribución Beta</p> | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=10.333$ $P=0.17046$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.04869$ $P=0.4857$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es ≥ 0.1 no se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución beta con un 90% o más de confianza.</p> |
|  <p>Distribución Gama</p> |  <p>Distribución Gama</p> |  <p>Distribución Gama</p> | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=11.533$ $P=0.1170$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.06045$ $P=0.2235$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es ≥ 0.1 no se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución gama con un 90% o más de confianza.</p> |
|  <p>Distribución Lognormal</p> |  <p>Distribución Lognormal</p> |  <p>Distribución Lognormal</p> | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=13.466$ $P=0.06153$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.07961$ $P=0.04463$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.05 se rechaza la idea de que el elemento 10 tiene una distribución lognormal con un 95% de confianza.</p> |

Tabla 5.7. Funciones de distribución ajustadas para el elemento 12 del puente Motín de Oro

| HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS | CURVA DE DENSIDAD | DISTRIBUCIÓN ACUMULADA | |
|---|--|---|--|
|  |  |  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=21.60$ $P=0.00298$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.0657$ $P=0.1499$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.01 se rechaza la idea de que el elemento 12 tiene una distribución normal con un 99% de confianza.</p> |
|  |  |  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=14.333$ $P=0.04556$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.0535$ $P=0.360$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.05 se rechaza la idea de que el elemento 12 tiene una distribución beta con un 95% de confianza.</p> |
|  |  |  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=18.067$ $P=0.0117$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.07205$ $P=0.08874$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.05 se rechaza la idea de que el elemento 12 tiene una distribución gama con un 95% de confianza.</p> |
|  |  |  | <p>Chi-cuadrada $\chi^2=29.466$ $P=0.00012$ Kolmogorov-Smirnov $D=0.09396$ $P=0.01$</p> <p>Dado que el valor mínimo de P entre el valor de la prueba realizada es <0.01 se rechaza la idea de que el elemento 12 tiene una distribución lognormal con un 99% de confianza.</p> |

5.4 CURVAS DE FRAGILIDAD

Una vez establecidas las funciones de distribución acumuladas que ajustan a los resultados obtenidos, se muestran en una sola gráfica las distribuciones acumuladas de cada elemento y para cada familia de sismos específicos. Otra comparación que se hace es mostrar las probabilidades de dañarse de cada elemento para los cuatro sismos. Esto se hace para los resultados obtenidos del índice de daño de Park y Ang, ya que es uno de los índices más utilizados en elementos de concreto y que ha sido ampliamente calibrado.

5.4.1 Probabilidad de daño en cada elemento ante un sismo.

En las figuras 5.28 a 5.31 se graficaron las curvas de fragilidad para cada elemento ante cada uno de los cuatro sismos especificados, esto se hace para observar que elemento es más propenso a dañarse ante distintos escenarios sísmicos.

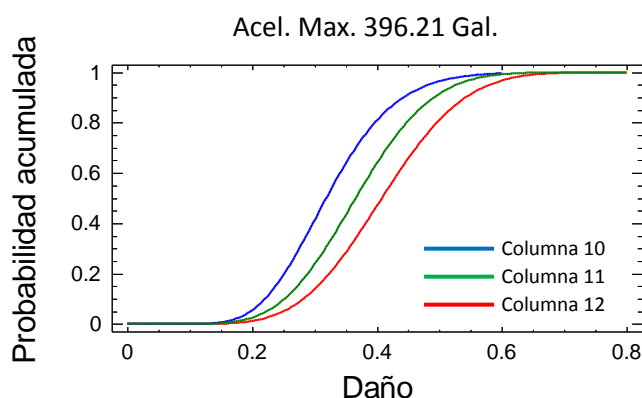


Figura 5.28 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 1 (11-ene-1997).

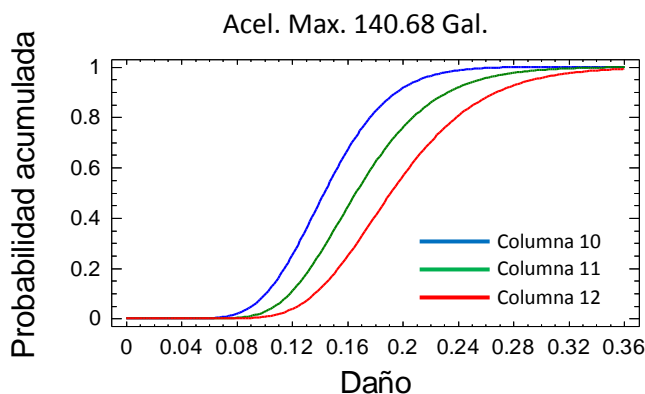


Figura 5.29 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 2 (19-sep-1985).

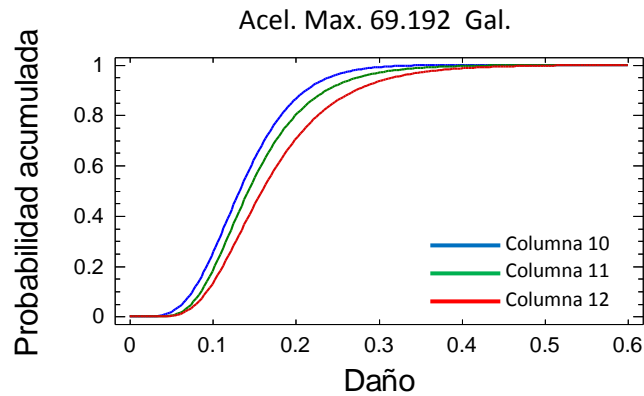


Figura 5.30 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 3 (30-abr-1986).

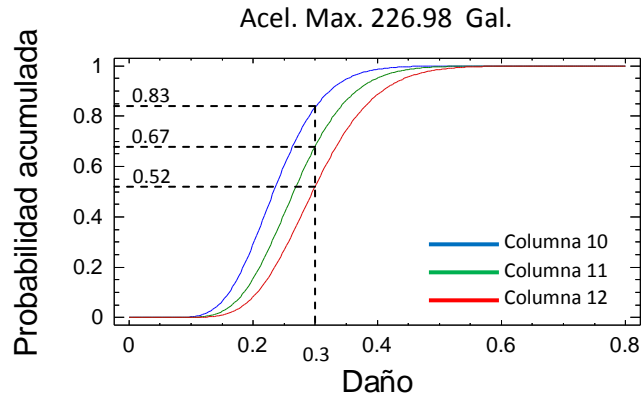


Figura 5.31 Curvas de fragilidad para las tres pilas ante el sismo 4 (12-oct-1995).

De las gráficas de las figuras mostradas se observa que el elemento más propenso a dañarse es el No 12 (elemento indicado en la figura 5.7), la columna que tiene una menor longitud. Lo que se concluye que en este tipo de puente las pilas de menor longitud son más propensas a dañarse, lo que no quiere decir que siempre se dañarán este tipo de pilas, si no que estos elementos tienen una mayor probabilidad de que sufran un daño mayor que en los demás elementos de mayor longitud. Como ejemplo en la figura 5.31 se muestra que el elemento 12 tiene una probabilidad del 52% de sufrir una daño menor o igual a 0.3 (daño entre moderado y severo según la propuesta de estados de daño por Park y Ang, 1987), dado un sismo con las características del sismo cuatro. Para el elemento intermedio (pila No 11) la probabilidad de que el elemento sufra un daño menor o igual a 0.3 es de 67% y la probabilidad para el elemento 10 de sufrir este estado de daño es del 83%.

5.4.2 Probabilidad de daño en cada sismo para cada elemento

En cada elemento se compararon las probabilidades de daño ante los distintos escenarios sísmicos, para verificar que sismos ocasionan una probabilidad mayor de daño a cada elemento del puente. En estas comparaciones se muestran en la figura 5.32. donde se observa que las dos

primeras curvas se cruzan, debido a que para el sismo de menor aceleración en muchos de los casos no se detectaba ningún daño. De esta forma sus histogramas no ajustaban de manera correcta a ninguna función de distribución de probabilidad. Por esto, la curva del sismo de menor aceleración se eliminada, quedando las curvas que se muestran en la figura 5.33.

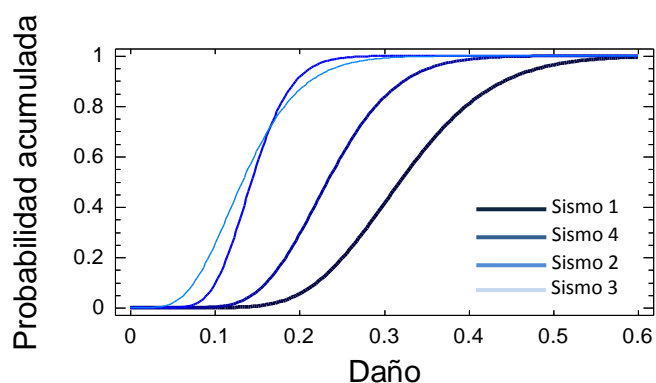


Figura 5.32 Curvas de fragilidad para la pila 10 ante los cuatro sismos.

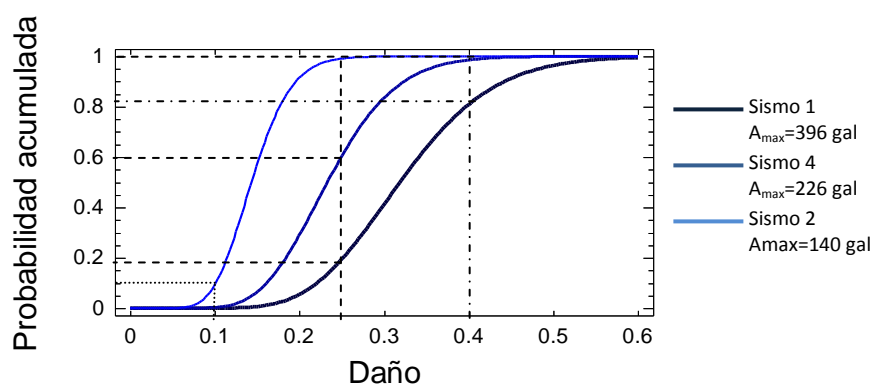


Figura 5.33 Curvas de fragilidad para la pila 10 ante los tres sismos seleccionados.

Tabla 5.8 Probabilidades de daño del elemento No 10

| Daño | Probabilidad de daño (%) | | |
|-------------|--------------------------|---------|---------|
| | Sismo 1 | Sismo 4 | Sismo 2 |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 | 10 |
| ≤ 0.25 | 18 | 60 | 100 |
| ≤ 0.4 | 83 | 100 | 100 |

En la tabla 5.8 se muestran las probabilidades de daño del elemento No 10 para cada uno de los escenarios sísmicos. De esta tabla concluimos que la probabilidad de que el elemento 10 tenga un daño mayor a 0.4 (relacionado con un colapso o daño mayor) es del 17% para el sismo de mayor aceleración. Además, es seguro que el elemento tenga un daño menor o igual a 0.4 (daño menor) para los sismos 4 y 2.

Las curvas de fragilidad para los diferentes sismos y para el elemento 11 se muestran en las figuras 5.34 y 5.35, las probabilidades tabuladas se observan en la tabla 5.9. Valores similares para el elemento 12 se presentan en las figuras 5.33 y 5.34 y en la tabla 5.10. Para estos dos elementos también se eliminó la curva de fragilidad del sismo de menor aceleración, por no tener ajuste a ninguna función de distribución de probabilidad.

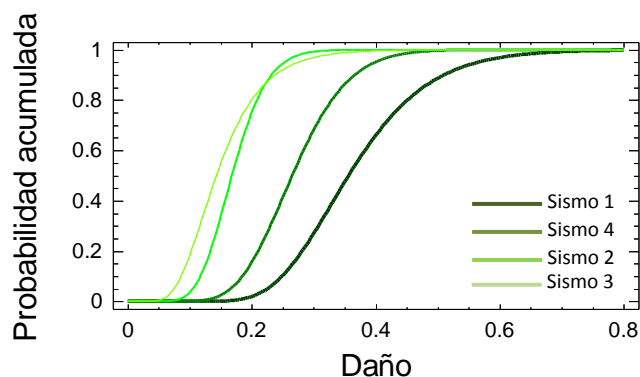


Figura 5.34 Curvas de fragilidad para la pila 11 ante los cuatro sismos.

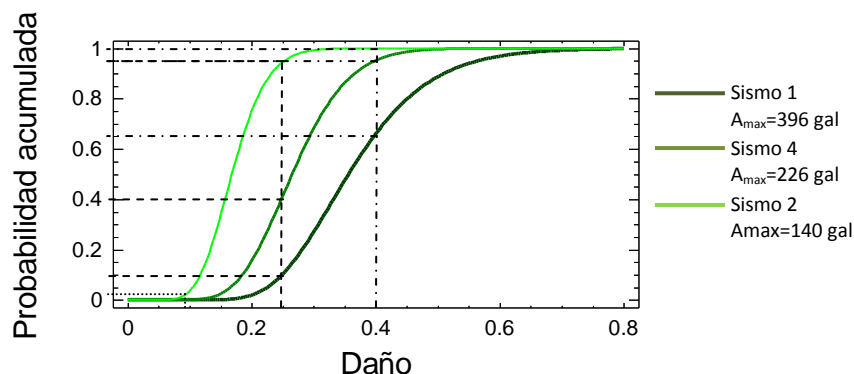


Figura 5.35 Curvas de fragilidad para la pila 11 ante los tres sismos seleccionados.

Tabla 5.9 Probabilidades de daño del elemento No 11

| Daño | Probabilidad de daño (%) | | |
|-------------|--------------------------|---------|---------|
| | Sismo 1 | Sismo 4 | Sismo 2 |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 | 3 |
| ≤ 0.25 | 10 | 40 | 95 |
| ≤ 0.4 | 65 | 95 | 100 |

Para el elemento 11 cambió considerablemente la probabilidad de que el elemento sufra un daño severo ($ID \geq 0.4$) para el sismo 1 de un 17% a un 45%, considerando que aun se tiene una probabilidad muy grande de que el este elemento no tenga más que daño moderado en los sismos 4 y 2.

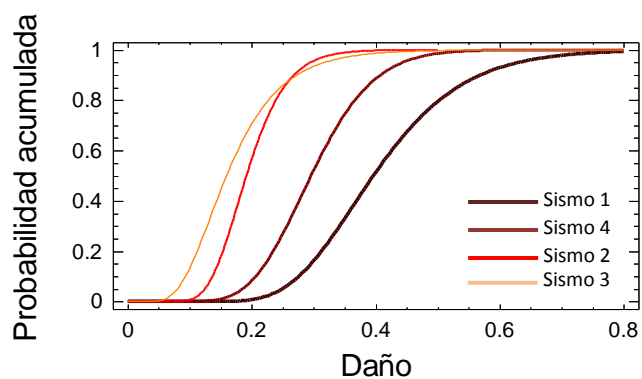


Figura 5.36 Curvas de fragilidad para la pila 12 ante los cuatro sismos.

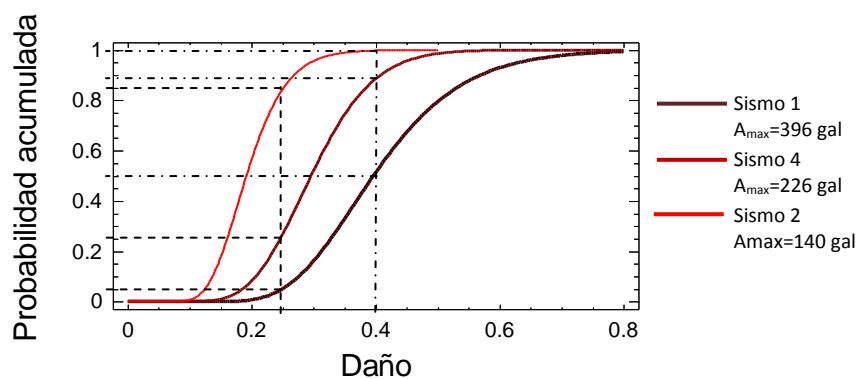


Figura 5.37 Curvas de fragilidad para la pila 12 ante los tres sismos seleccionados.

Tabla 5.10 Probabilidades de daño del elemento No 12

| Daño | Probabilidad de daño (%) | | |
|-------------|--------------------------|---------|---------|
| | Sismo 1 | Sismo 4 | Sismo 2 |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 | 0 |
| ≤ 0.25 | 5 | 25 | 85 |
| ≤ 0.4 | 50 | 89 | 100 |

Para el elemento 12, figuras 5.37 y tabla 5.10, se observa que ante cualquier escenario sísmico de los que se utilizaron en el análisis el elemento tendrá al menos un daño moderado ($ID \geq 0.1$) y que se tiene al menos un 50 % de probabilidad de que el elemento tenga un daño severo ($ID \geq 0.4$), ante el sismo de mayor aceleración (sismo 1).

5.5 PUENTE “SIN NOMBRE”

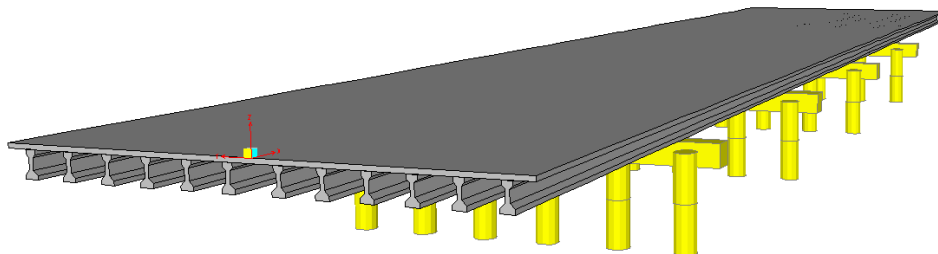


Figura 5.38. Modelo en el SAP 2000 del puente sin nombre.

En este puente, se hizo todo el procedimiento antes descrito para la obtención de las curvas de fragilidad para el puente Motín de Oro, pero ahora se utilizan las distintas características geométricas y de los materiales propios de esta estructura. En secciones próximas, se describen los aspectos más relevantes de la construcción de las curvas de fragilidad para este puente de manera resumida, sin tanto detalle como en el modelo anterior.

5.5.1 Modelo en el SAP 2000

Materiales utilizados. El concreto para las vigas ASSTHO tipo III es concreto de resistencia de 350 kg/cm^2 y para la losa, el cabezal y las pilas el concreto tiene una resistencia de 250 kg/cm^2 . El acero de refuerzo para toda la estructura tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 . El modelo de este puente se presenta en la figura 5.38.

Superestructura. El modelado de la superestructura se hizo mediante elementos que el programa ya tiene guardados con el nombre de vigas tipo I, en las cuales se selecciona solo el tipo de viga y este ya tiene las dimensiones establecidas, solo se definen las separaciones entre vigas, y los espesores de la losa, como se muestra en los esquemas de la figura 5.39.

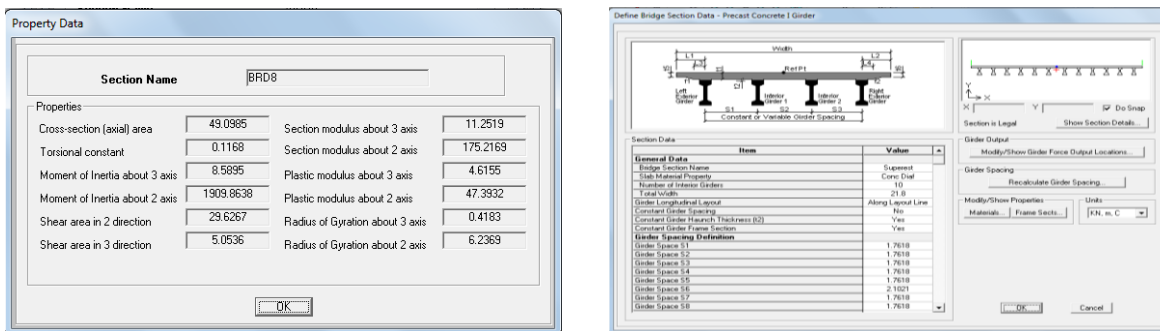


Figura 5.39. Sección transversal de la superestructura y sus propiedades.

Subestructura. El puente cuenta con seis pilas circulares separadas a una distancia promedio de 3.52 m. Cada pila tiene un diámetro de 1.2m, el armado de la pila consta con 18 varillas No 8, con estribos del No3 a cada 30 cm, y el recubrimiento es de 7 cm. El tipo de pila y sus propiedades se presenta en la figura 5.40.

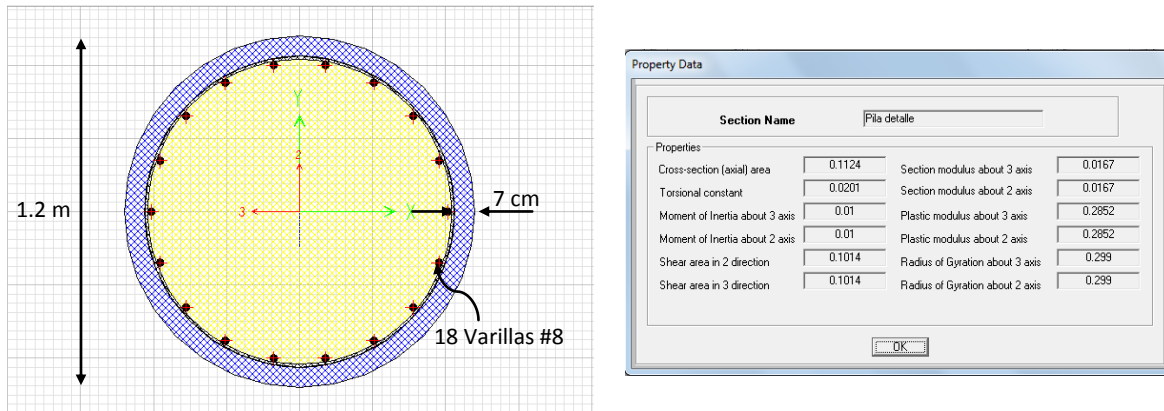


Figura 5.40. Sección transversal de la pila circular y sus propiedades.

De la misma manera que para el puente anterior, mediante el programa SAP2000 se determinaron las propiedades de la pila para considerar el comportamiento no lineal, éstas se presentan en las figuras 5.41 y 5.42.

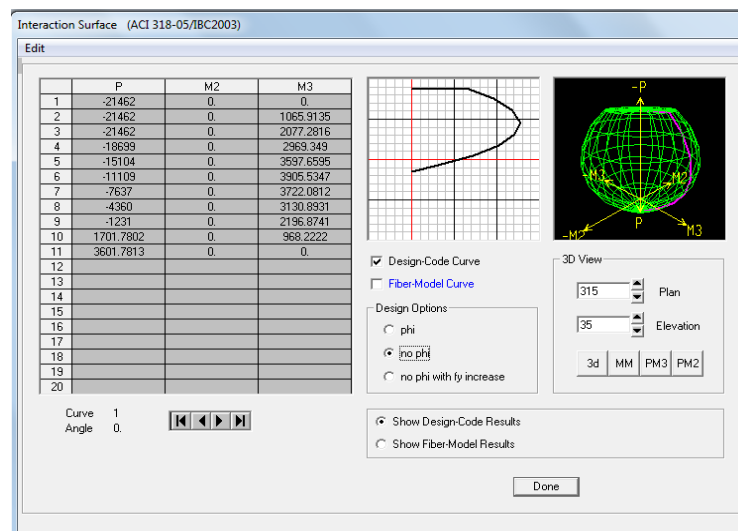


Figura 5.41 Diagrama de interacción de la pila del puente sin nombre.

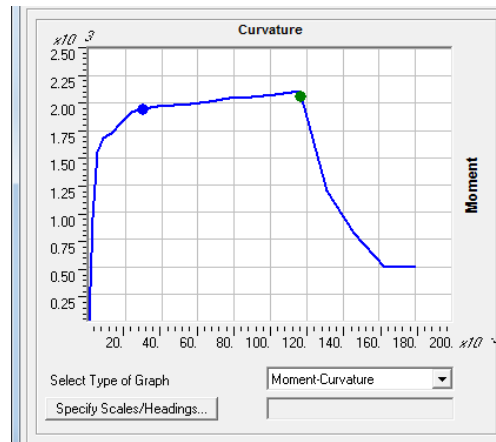


Figura 5.42 Diagrama momento curvatura de la pila del puente sin nombre.

Respuesta sísmica. Se hizo el análisis lineal tiempo historia en el programa SAP2000, los modos de vibrar fundamentales son de 0.3069 s y 0.255 s (ver figura 5.43), para el primer y segundo modo, respectivamente. En el caso de este puente no se tienen datos experimentales de sus características dinámicas, por lo tanto se asumen como correctos los periodos obtenidos en el programa de análisis SAP 2000, para la calibración de los modelos que se realizarán en el segundo programa de análisis Ruaumoko. En la figura 5.44 se muestra los desplazamientos obtenidos en un nodo representativo de la estructura, para el análisis tiempo historia elástico con un desplazamiento máximo de 0.1447 cm.

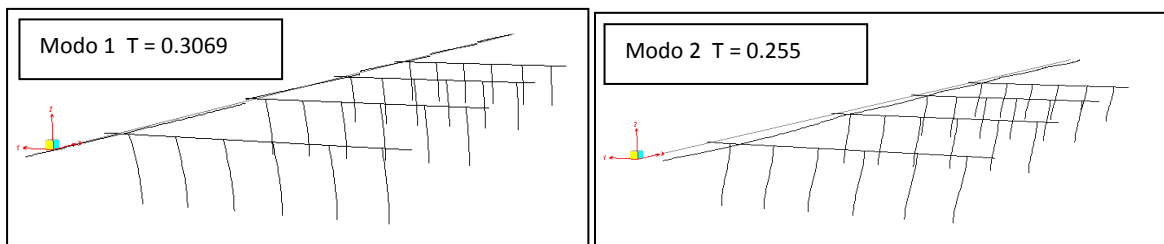


Figura 5.43 Modos de vibrar del puente Modo 1 longitudinal y Modo 2 transversal.

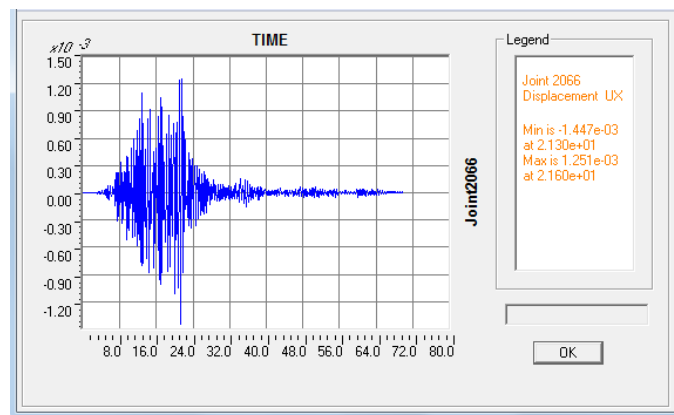


Figura 5.44. Historia de desplazamientos del nodo 2066 del puente sin nombre.

5.5.2 Modelos en Ruaumoko 3D

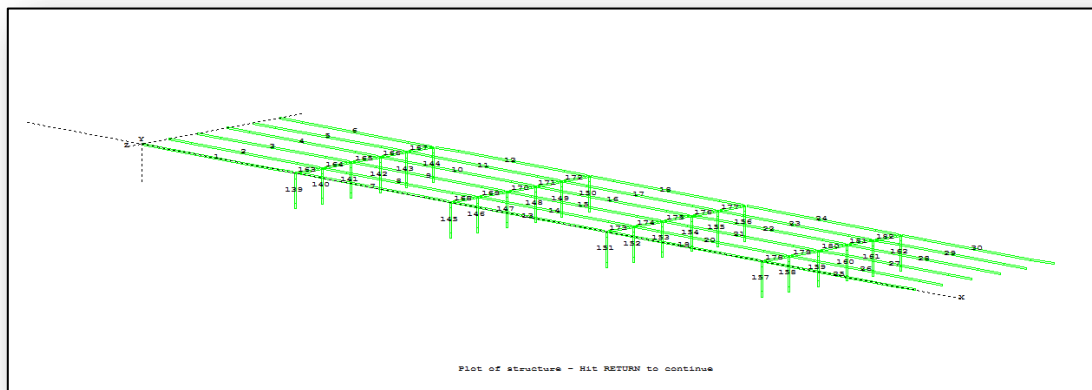


Figura 5.45 Modelo del puente “Sin nombre” en el Ruaumoko

En la figura 5.45 se muestra el modelo del puente en este programa, en tanto que en la figura 5.46 se presentan los dos primeros modos de vibrar de la estructura, determinados con el programa de análisis Ruaumoko. Los periodos de los dos modos son de 0.295 s y 0.158 s. Comparando los periodos del puente modelado en el SAP y en el Ruaumoko, se tienen valores similares.

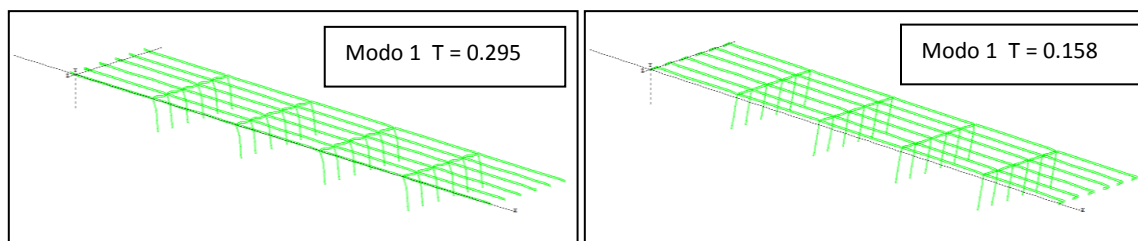


Figura 5.46 Formas modales del puente “Sin nombre”

Con un análisis elástico en el programa Ruaumoko, se verificó el comportamiento dinámico de la estructura. Como se hizo en el modelo del SAP, también se midieron los desplazamientos en el programa Ruaumoko en donde se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.941 cm. En la figura 5.47 se muestra la historia de desplazamientos del nodo 130.

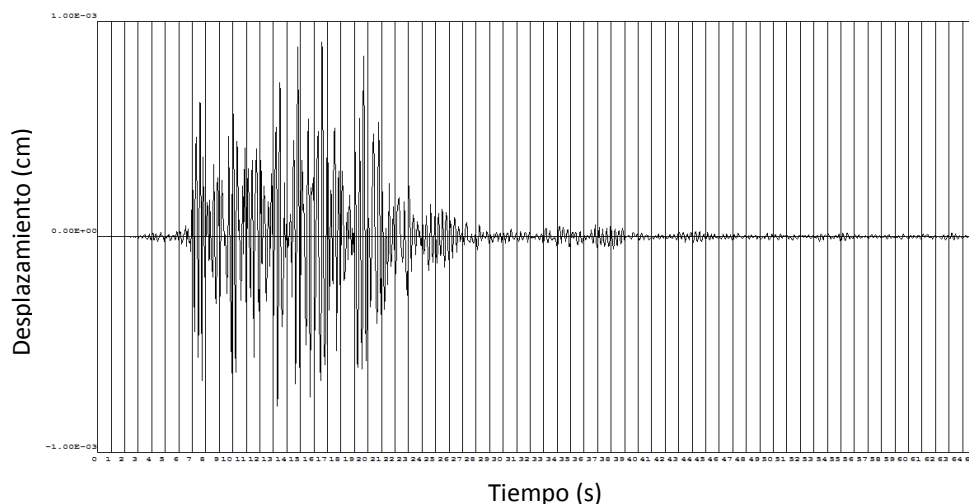


Figura 5.47 Desplazamientos del análisis tiempo historia en el nodo No 130

5.5.3 Análisis y diseño de las curvas de fragilidad

Una vez formalizados los modelos, se hizo la simulación por Monte Carlo de los parámetros estructurales, como en el caso del puente anterior (tabla 5.11), obteniendo el valor de cada diagrama de interacción para cada simulación hecha con los parámetros simulados correspondientes. Lo que no se varió en este caso fueron los registros de los acelerogramas, se utilizaron los mismo que se usaron para el puente Motín de Oro. Para el caso de este puente ya no se consideró el sismo 3, del 30-04-86, ya que es el registro con menor aceleración.

En la tabla 5.11 se presentan los resultados obtenidos de los análisis del puente “Sin nombre”, con los valores respectivos de las variables aleatorias y el diagrama de interacción correspondiente. Se utiliza el mismo diagrama de interacción en todas las pilas, ya que los armados y las geometrías son las mismas en toda la estructura.

Una vez obtenidos los resultados de los 300 análisis para la obtención de los índices de daño, se tabularon las frecuencias de los índices da daño para después determinar los histogramas de frecuencias y las frecuencias acumuladas, estos se muestran en las figuras 5.48, 5.49 y 5.50, para el elemento 139 del puente, para cada uno de los tres sismos. La selección del elemento 139 es únicamente para mostrar los resultados de un elemento representativo, ya que los resultados son similares para las pilas, más adelante se mostrará esto.

Se obtuvieron resultados insatisfactorios del puente para el sismo 4, ya que el programa RUAUMOKO no registra valores para el daño si este es menor a 0.1, el cual se definió como un daño menor según los estados de daños propuestos el capítulo 2. Por esa razón la curva obtenida solo es válida para valores del índice de daño mayores a 0.1. En la figura 5.50 se observa que con este sismo la frecuencia mayor es para daños ≤ 0.1 , por lo que es difícil ajustar alguna función de distribución del daño. Se podría considerar una función de distribución de probabilidad mixta, discreta en la frecuencia menor y continua en las restantes, como se muestra en la figura 5.51.

Tabla 5.11 Valores de los índices de daño para las primeras 25 simulaciones del sismo 1.

| No | Variables aleatorias | | | | | Diagramas de Interacción | | | | | Índice de daño |
|----|----------------------|--------------|-------------|-----------|---------------|--------------------------|---------|------------|------------|---------|----------------|
| | Ec (350 Kpa) | Ec (250 KPa) | wc (vigas) | wc (pila) | wc (cabe zal) | PC (KN) | PB (KN) | MBz (KN-m) | MBY (KN-m) | PT (KN) | |
| 1 | 2.86E+07 | 2.26E+07 | 17.84 | 27.64 | 35.19 | 22750 | 10714 | 4124 | 4124 | 4099 | 0.275 |
| 2 | 2.56E+07 | 2.16E+07 | 17.22 | 26.67 | 33.96 | 23180 | 10583 | 4184 | 4184 | 4257 | 0.285 |
| 3 | 2.34E+07 | 2.13E+07 | 17.7 | 27.43 | 34.92 | 25871 | 10869 | 4556 | 4556 | 4732 | 0.174 |
| 4 | 2.42E+07 | 2.15E+07 | 15.98 | 24.76 | 31.53 | 25801 | 11557 | 4578 | 4578 | 4427 | 0.161 |
| 5 | 2.56E+07 | 1.98E+07 | 18.71 | 28.98 | 36.9 | 24777 | 10620 | 4407 | 4407 | 4606 | 0.144 |
| 6 | 2.52E+07 | 2.49E+07 | 16.04 | 24.85 | 31.64 | 25700 | 11649 | 4567 | 4567 | 4366 | 0.314 |
| 7 | 2.39E+07 | 2.10E+07 | 17.39 | 26.95 | 34.31 | 24815 | 11519 | 4439 | 4439 | 4227 | 0.231 |
| 8 | 2.52E+07 | 2.24E+07 | 16.91 | 26.2 | 33.36 | 24360 | 11415 | 4371 | 4371 | 4169 | 0.25 |
| 9 | 3.02E+07 | 2.25E+07 | 17.69 | 27.4 | 34.89 | 24860 | 12224 | 4450 | 4450 | 3943 | 0.29 |
| 10 | 2.52E+07 | 2.14E+07 | 17.99 | 27.86 | 35.48 | 25093 | 10278 | 4425 | 4425 | 4821 | 0.191 |
| 11 | 2.80E+07 | 1.81E+07 | 17.31 | 26.81 | 34.14 | 26132 | 12293 | 4644 | 4644 | 4197 | 0.193 |
| 12 | 2.45E+07 | 2.35E+07 | 16.43 | 25.45 | 32.4 | 23792 | 10953 | 4280 | 4280 | 4237 | 0.257 |
| 13 | 2.52E+07 | 2.32E+07 | 17.31 | 26.82 | 34.14 | 24247 | 11487 | 4356 | 4356 | 4114 | 0.241 |
| 14 | 2.85E+07 | 2.21E+07 | 17.43 | 27.01 | 34.38 | 25553 | 12620 | 4559 | 4559 | 3937 | 0.29 |
| 15 | 2.25E+07 | 2.19E+07 | 17.79 | 27.56 | 35.08 | 24627 | 11213 | 4404 | 4404 | 4314 | 0.302 |
| 16 | 2.67E+07 | 2.10E+07 | 16.49 | 25.54 | 32.52 | 27863 | 12098 | 4874 | 4874 | 4636 | 0.155 |
| 17 | 2.39E+07 | 2.35E+07 | 16.28 | 25.22 | 32.11 | 26649 | 11724 | 4699 | 4699 | 4539 | 0.204 |
| 18 | 2.71E+07 | 2.15E+07 | 16.01 | 24.81 | 31.59 | 24060 | 12066 | 4322 | 4322 | 3823 | 0.261 |
| 19 | 2.56E+07 | 2.28E+07 | 18.36 | 28.44 | 36.21 | 26292 | 12710 | 4675 | 4675 | 4065 | 0.3 |
| 20 | 3.01E+07 | 2.13E+07 | 17.16 | 26.59 | 33.85 | 22980 | 8736 | 4074 | 4074 | 5060 | 0.133 |
| 21 | 2.47E+07 | 1.75E+07 | 17.94 | 27.79 | 35.38 | 26059 | 12058 | 4628 | 4628 | 4276 | 0.232 |
| 22 | 2.42E+07 | 2.11E+07 | 17.51 | 27.13 | 34.55 | 23680 | 10824 | 4261 | 4261 | 4267 | 0.252 |
| 23 | 2.64E+07 | 1.97E+07 | 17.61 | 27.28 | 34.74 | 24705 | 10832 | 4405 | 4405 | 4497 | 0.245 |
| 24 | 2.28E+07 | 2.53E+07 | 17.43 | 27 | 34.38 | 27085 | 12094 | 4771 | 4771 | 4478 | 0.306 |
| 25 | 3.07E+07 | 2.36E+07 | 17.8 | 27.58 | 35.11 | 23854 | 10360 | 4273 | 4273 | 4513 | 0.319 |

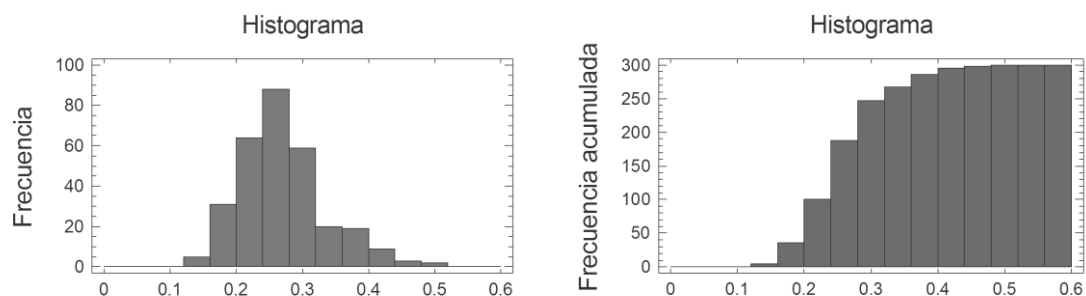


Figura 5.48 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 1 (396 gal).

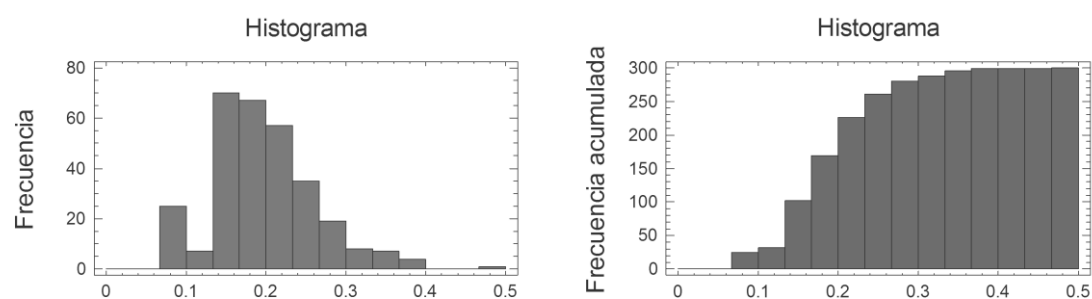


Figura 5.49 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 2 (140 gal).

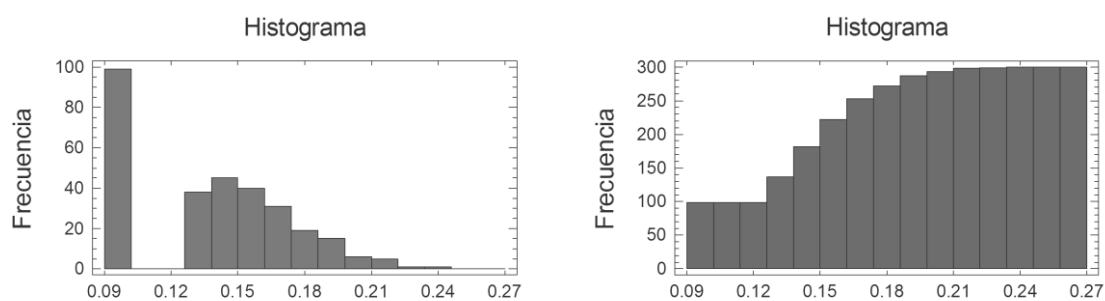


Figura 5.50 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 4 (69.19 gal).

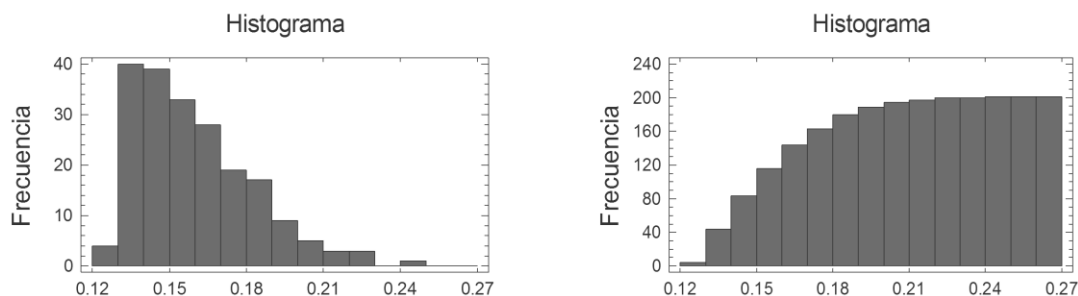


Figura 5.51 Histogramas de frecuencias del daño en el elemento 139 debido al sismo 4, sin considerar los índices de daño menores a 0.1.

Por su comportamiento, las pilas del puente se agruparon en externas, medias y centrales, en dirección transversal y como se muestra en la figura 5.52. Una vez determinados los histogramas de las frecuencias, se ajustan a una función de distribución de probabilidad disponible en el programa Statgraphics, en este caso se muestran los resultados del elemento 157 (figuras 5.50 a 5.52), el cual es una pila exterior y es una en las que se tiene un mayor valor en el índice de daño, como se mostrará posteriormente.

Se obtuvieron los ajustes de las funciones de distribución de probabilidad para cada elemento en cada uno de los sismos, obteniendo:

- Sismo 1 (Acel=396 Gal). Todos los daños en los elementos se ajustaron a una función de distribución de probabilidad Lognormal.
- Sismo 2 (Acel=140 Gal). Las pilas en los extremos de la estructura se ajustan a una función de distribución de probabilidad Lognormal, mientras que las pilas internas se ajustan a una función tipo Beta (figura 5.50).
- Sismo 4 (Acel=226 Gal). En este caso se ajustaron los daños en las pilas a una función de distribución de probabilidad lognormal, sin tomar en cuenta los resultados menores a 0.1.

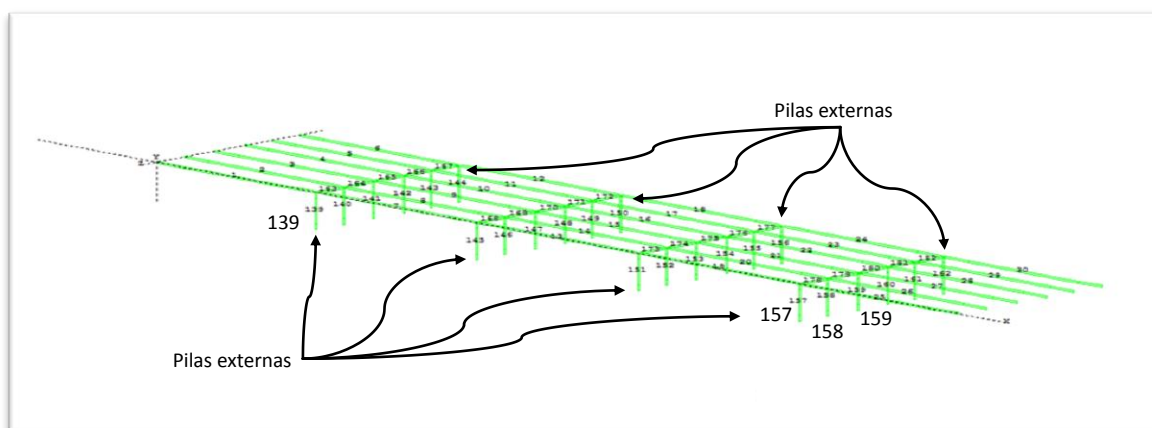


Figura 5.52 Ubicación de las pilas mencionadas en el puente sin nombre.

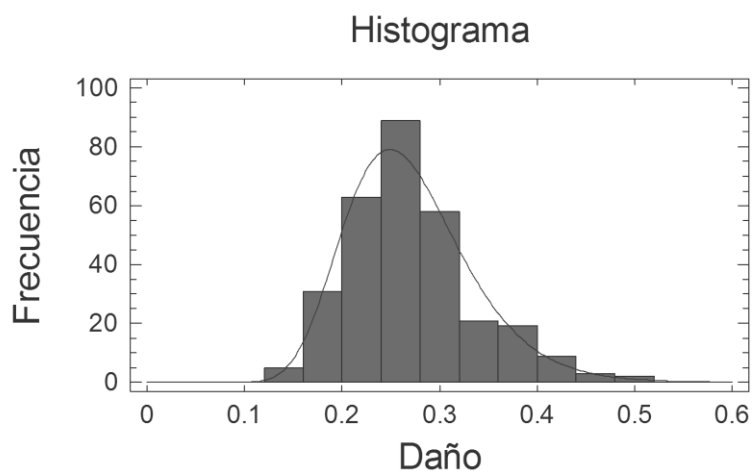


Figura 5.53 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 1

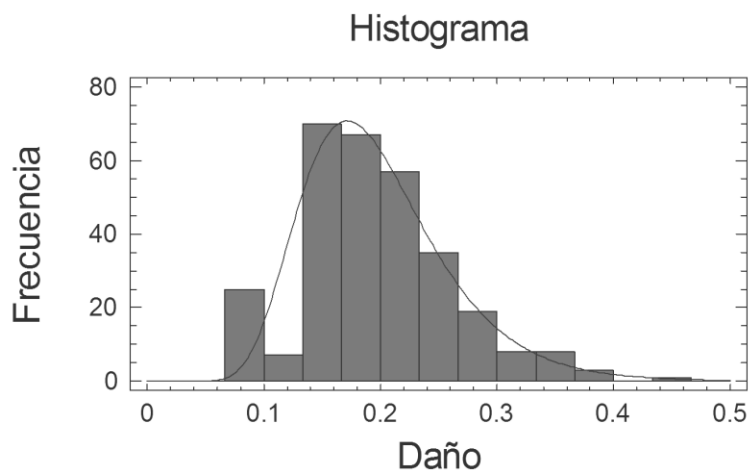


Figura 5.54 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 2

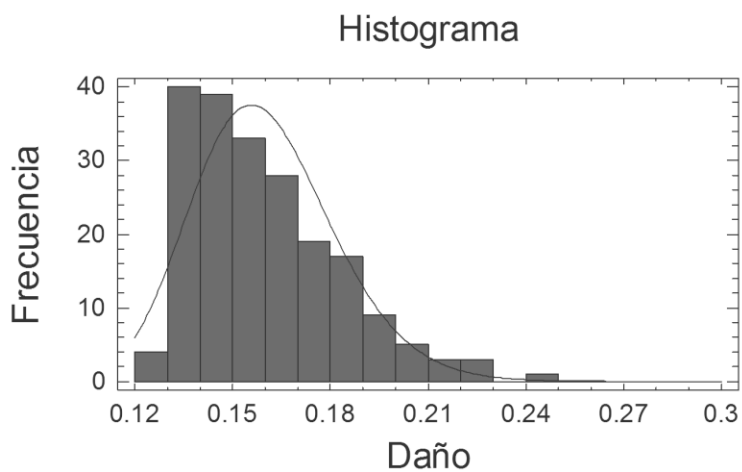


Figura 5.55 Ajuste de los índices de daño de la pila 157, sismo 3

Con las funciones ajustadas de cada uno de los elementos para cada uno de los tres escenarios sísmicos se obtienen las funciones acumuladas para determinar las curvas de fragilidad de los elementos en el puente. En la figura 5.56 se muestran en distintos colores las curvas de fragilidad para cada elemento ante el sismo 1 ($A_{cel} = 396$). Se observa que los elementos más propensos a dañarse son los elementos centrales del puente ya que la probabilidad de obtener un índice de daño mayor aumenta, la distribución de las pilas se muestra en la figura 5.57.

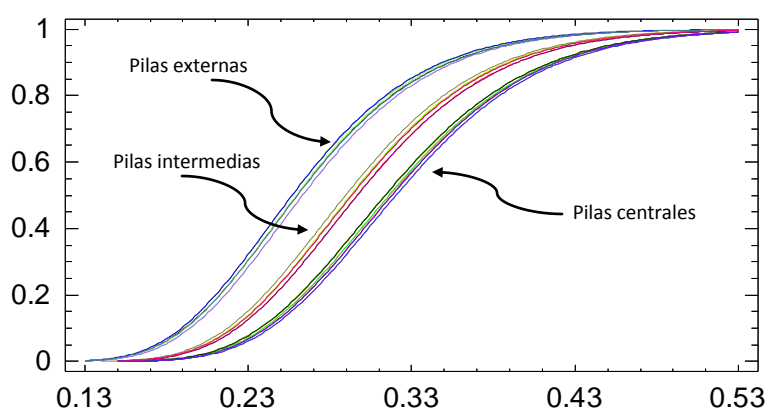


Figura 5.56 Curvas de fragilidad de cada una de las pilas ante el sismo 1 ($A_{cel} = 396$ gal)

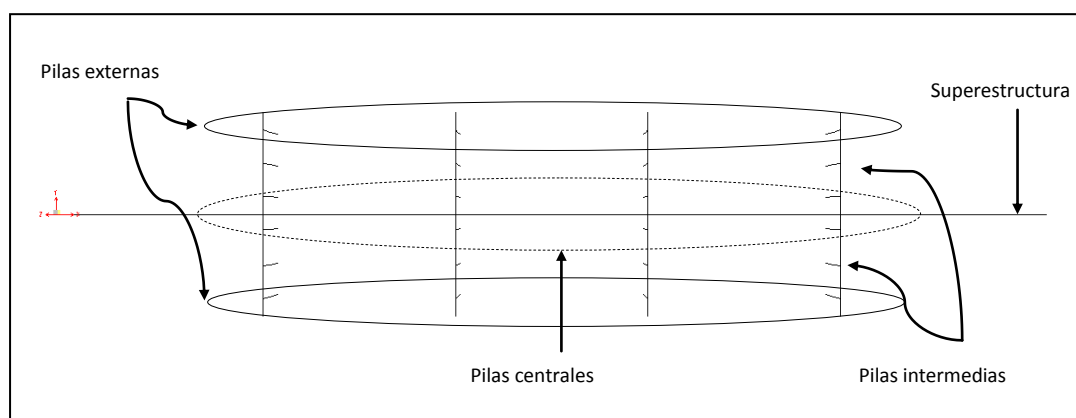


Figura 5.57 Vista superior en planta del puente sin nombre.

Debido a que las curvas de fragilidad obtenidas en los elementos son similares únicamente se tomarán en cuenta tres curvas que representan a los elementos centrales, intermedios y externos en el puente, como se había comentado. Aunque las diferencias entre curvas de un mismo grupo no son muy grandes se consideró el elemento en cada grupo que es más propenso a dañarse, de

esa manera se seleccionaron los elementos 157, 158 y 159 mostrados en la figura 5.52. Las figuras 5.58 a 5.60 muestran las curvas de fragilidad para el elemento más crítico para cada uno de los tres escenarios sísmicos considerados.

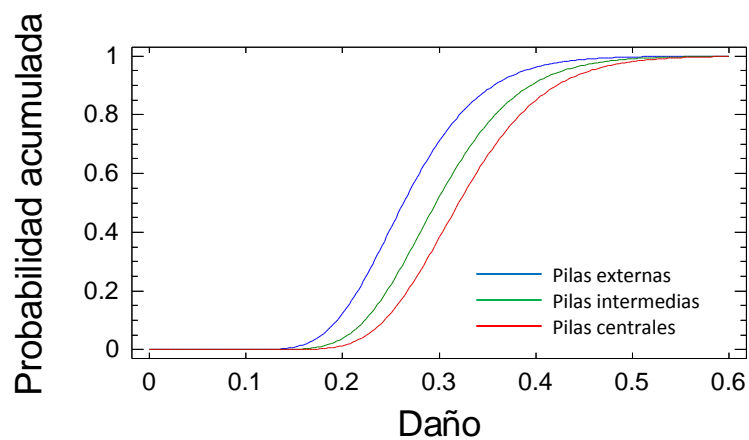


Figura 5.58 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 1 (Acel = 396 gal)

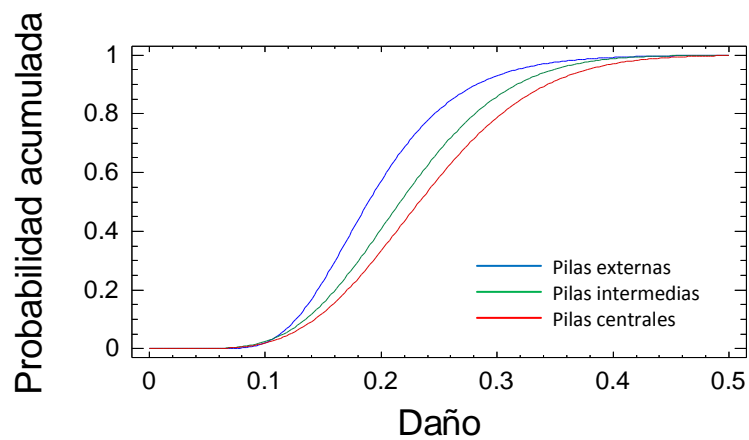


Figura 5.59 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 2 (Acel = 140 gal)

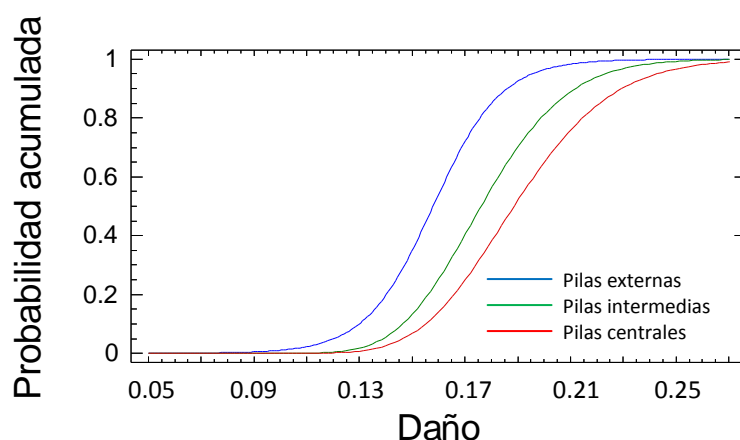


Figura 5.60 Curvas de fragilidad de las pilas críticas ante el sismo 4 (Acel = 226 gal)

Se observa en las curvas de fragilidad, que los elementos más propensos a dañarse son los elementos centrales del puente. Para poder comparar la probabilidad de daño ante los distintos escenarios sísmicos se tomaron las curvas propias de esos elementos, como se observa en la figura 5.61 y en la tabla 5.12.

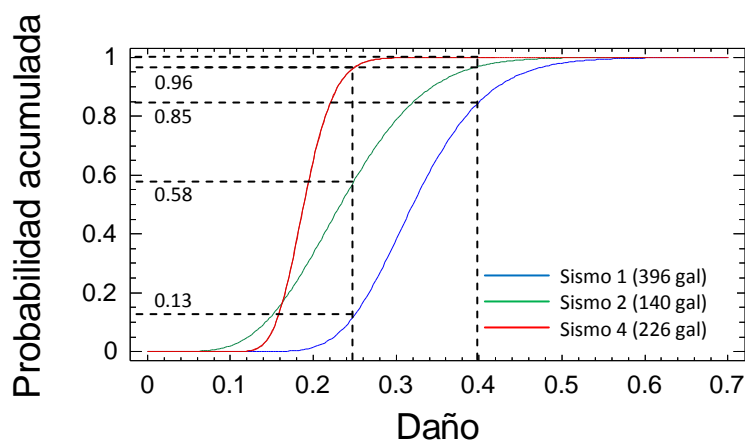


Figura 5.61 Curvas de fragilidad de las pilas centrales ante los tres escenarios sísmicos.

Tabla 5.12 Probabilidad de daño de las pilas centrales.

| Daño | Probabilidad de daño (%) | | |
|-------------|--------------------------|---------|---------|
| | Sismo 1 | Sismo 2 | Sismo 4 |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 | 0 |
| ≤ 0.25 | 13 | 58 | 96 |
| ≤ 0.4 | 85 | 96 | 100 |

De esta gráfica se puede concluir que ante cualquier escenario sísmico usado para los análisis se tendrá un 100% de probabilidad de que el elemento más crítico de la estructura tendrá al menos un daño “Menor” y que para el sismo de mayor aceleración (sismo 1) existe un 15 % de probabilidad de que el elemento experimente un daño “Severo”.

5.5 CURVAS DE FRAGILIDAD GLOBALES

Para poder comparar la vulnerabilidad para distintas tipologías de los puentes es necesario representar las curvas de fragilidad de cada elemento estructural en curvas globales, que muestren el daño total de la estructura. Como ya se mencionó en capítulos anteriores, existen varias técnicas para representar el daño global de la estructura. En este trabajo se considera la aproximación del índice de daño global de Park *et al.* (1985), en donde se asume un factor de peso que es proporcional al índice de daño de cada elemento (ecuación 2.22). De esa manera es como se obtuvieron los índices de daño globales para las dos distintas tipologías seleccionadas, parte de los cuales se presenta en la tabla 5.13.

En las graficas de las figuras 5.62 a 5.65 se muestran las comparaciones de las curvas de fragilidad obtenidas en cada puente para los tres escenarios sísmicos, en las cuales la curva azul representa al puente Motín de Oro y la curva roja representa la probabilidad de daño del puente “Sin nombre”.

Tabla 5.13 Primeros 15 índices de daño globales obtenidos de cada puente ante los tres escenarios sísmicos

| No | Sismo 1 | | Sismo 2 | | Sismo 4 | |
|----|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| | Motín | SN | Motín | SN | Motín | SN |
| 1 | 0.321 | 0.304 | 0.249 | 0.294 | 0.12 | 0.209 |
| 2 | 0.349 | 0.315 | 0.180 | 0.264 | 0.227 | 0.196 |
| 3 | 0.308 | 0.198 | 0.206 | 0.215 | 0.222 | 0.151 |
| 4 | 0.422 | 0.178 | 0.235 | 0.174 | 0.226 | 0.199 |
| 5 | 0.270 | 0.156 | 0.197 | 0.271 | 0.246 | 0.147 |
| 6 | 0.367 | 0.342 | 0.167 | 0.21 | 0.327 | 0.177 |
| 7 | 0.346 | 0.249 | 0.162 | 0.288 | 0.2 | 0.197 |
| 8 | 0.353 | 0.285 | 0.203 | 0.176 | 0.262 | 0.1 |
| 9 | 0.579 | 0.325 | 0.190 | 0.214 | 0.1 | 0.157 |
| 10 | 0.321 | 0.201 | 0.136 | 0.335 | 0.267 | 0.144 |
| 11 | 0.454 | 0.206 | 0.145 | 0.275 | 0.229 | 0.1 |
| 12 | 0.288 | 0.288 | 0.155 | 0.333 | 0.203 | 0.16 |
| 13 | 0.268 | 0.279 | 0.163 | 0.267 | 0.314 | 0.164 |
| 14 | 0.358 | 0.339 | 0.196 | 0.199 | 0.239 | 0.193 |
| 15 | 0.316 | 0.326 | 0.149 | 0.156 | 0.257 | 0.1 |

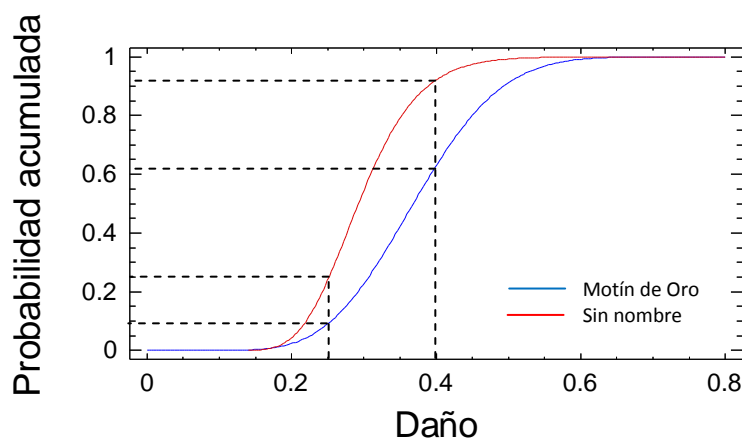


Figura 5.62 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 1.

Tabla 5.14 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 1 (396 gal).

| Daño | Estructura | |
|-------------|--------------|------------|
| | Motín de Oro | Sin Nombre |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 |
| ≤ 0.25 | 9 | 25 |
| ≤ 0.4 | 62 | 92 |

Para el primer escenario sísmico, las funciones de distribución ajustadas corresponden a una función Beta para el puente motín de Oro y una función Lognormal para el puente “Sin nombre”. A simple vista las curvas de fragilidad muestran que para el sismo con aceleración máxima de 396 gals, el puente Motín de Oro, el cual consta de una sección cajón continua y con pilas tipo muro, es más propenso a dañarse que el puente de vigas ASSTHO de sección discontinua con ejes de pilas circulares. Para este tipo de puentes, se tiene que la probabilidad de que las estructuras sufran algún daño menor ($ID \leq 0.25$) es del 100%, lo que significa que cuando menos tendrán un daño menor ante una acción sísmica similar a la evaluada.

El puente Motín de Oro tiene una probabilidad del 38% de dañarse severamente ($ID \geq 0.4$), mientras que el puente discontinuo tiene una probabilidad del 8% de dañarse severamente ($ID \geq 0.4$), como se muestra en la tabla 5.14.

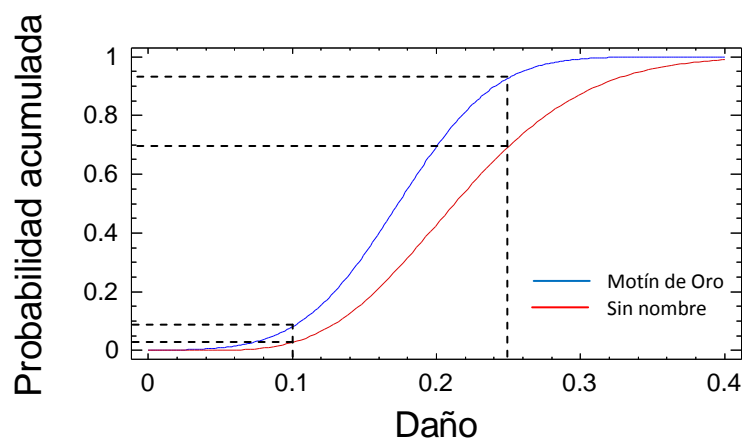


Figura 5.63 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 2.

Tabla 5.15 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 2 (140 gal).

| Daño | Estructura | |
|-------------|--------------|------------|
| | Motín de Oro | Sin Nombre |
| ≤ 0.1 | 9 | 2 |
| ≤ 0.25 | 94 | 69 |
| ≤ 0.4 | 100 | 100 |

Para el caso del escenario sísmico 2 se presenta una tendencia diferente, ya que el puente que es más propenso a dañarse es el puente “Sin nombre”, debido a que la probabilidad de que el puente Motín de Oro de sufrir al menos un daño menor ($ID \geq 0.25$) es del 6%, mientras que para la otra estructura esta probabilidad es del 31% (ver figura 5.63 y tabla 5.15). Se puede observar que para el escenario sísmico con características similares a las aquí consideradas, se tiene un 100 % de probabilidad de que los puentes no sufrirán un daño severo, o bien que se tenga como máximo un daño moderado ($ID \leq 0.4$).

Para el escenario sísmico 4, la probabilidad de que el puente “Sin nombre” sufra algún tipo de daño es menor en comparación del puente Motín de Oro. En el caso de la primera estructura se tiene una probabilidad del 100% de que el puente no sufrirá un daño moderado, se puede tener como máximo un daño menor pero nada más. Para el puente Motín de Oro se tiene una probabilidad pequeña de que el puente tenga un daño “Severo”, la cual es del orden del 6%, según se observa en la figura 5.63 y en la tabla 5.16.

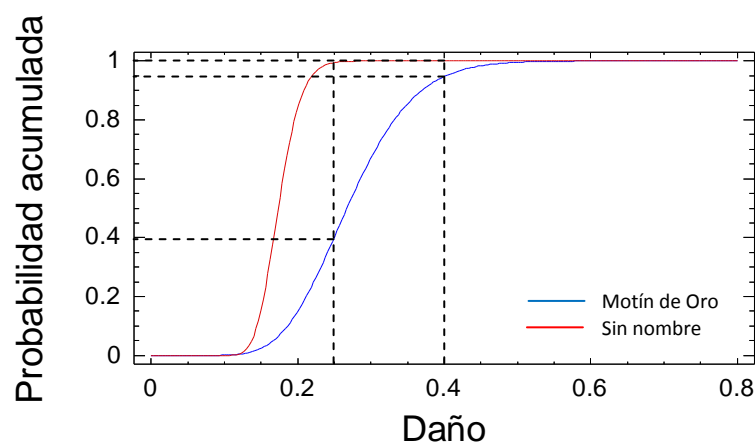


Figura 5.64 Curvas de fragilidad obtenidas para las dos tipologías de puente ante la acción sísmica 3.

Tabla 5.16 Probabilidades de daño de los puentes ante el sismo No 4 (226 gal).

| Daño | Estructura | |
|-------------|--------------|------------|
| | Motín de Oro | Sin Nombre |
| ≤ 0.1 | 0 | 0 |
| ≤ 0.25 | 39 | 100 |
| ≤ 0.4 | 94 | 100 |

CONCLUSIONES

Las estructuras se ven exigidas a fuertes demandas de carga sísmica en la zona de Pacífico Mexicano, considerada una de las de mayor sismicidad. Esto, aunado al hecho de que los recursos para rehabilitar o reponer estructuras son escasos, definen la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de los sistemas esenciales, tales como los puentes, cuyo fallo total o parcial conlleva a costos directos e indirectos (ocasionados por la interrupción de actividades económicas, daños a poblaciones y/o personas, etc.) importantes. Una de las formas de representar la vulnerabilidad de una estructura es mediante curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño.

En esta tesis se propuso determinar las curvas de fragilidad analíticas de dos tipos de puentes, cuyas características sean comunes en la red carretera nacional. El costo computacional de esta técnica de elaboración es alto, pero da buenos resultados para determinar probabilidades de daño en distintos elementos del puente, o en su caso para la representación global del daño en la estructura.

Para elaborar las curvas de fragilidad, los puentes de estudio se modelaron con dos programas de análisis computacional, el SAP 2000 y el Ruaumoko 3D; el primero de ellos se utilizó como base para determinar características dinámicas de los puentes y las respuestas máximas, para poder así verificar la similitud que hay entre este modelo y aquel realizado con el programa de análisis no lineal (programa Ruaumoko). Una vez que se tiene el modelo dinámico no lineal, se seleccionaron de una base de registros sísmicos en México, acelerogramas cercanos a los puentes en estudio. A partir de esta base se escogieron registros con diferentes aceleraciones máximas, ya que este parámetro es considerado como la caracterización de la acción sísmica. Con los registros seleccionados se llevó a cabo la generación de acelerogramas sintéticos para cuatro escenarios sísmicos, basándose en la generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Definida la variabilidad en las acciones externas, se tomó en cuenta la variabilidad en los parámetros estructurales como: el módulo de elasticidad del concreto y el acero, la resistencia de compresión del concreto y el peso por unidad de volumen de los materiales, entre otros. Esta variabilidad se hizo mediante simulaciones por Monte Carlo, definiendo las variables mediante parámetros como la media, la desviación estándar, el coeficiente de variación y la distribución de probabilidad considerada en la variable. Definida la variabilidad de las propiedades y de la acción sísmica de cada modelo, se simuló mediante el programa de análisis no lineal (Ruaumoko 3D), para determinar los índices de daño que caractericen de manera cuantitativa los daños ocasionados por el sismo de determinada aceleración.

El programa calcula distintos índices de daño, pero solo se consideró en índice de Park y Ang (1987), ya que este ha sido utilizado y calibrado ampliamente para estructuras de concreto. Los resultados obtenidos de los análisis se ajustaron a distintas funciones de distribución de probabilidad, para poder determinar el modelo de distribución de probabilidad y así elaborar las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño; las curvas de fragilidad se ajustaron a distintas funciones, entre las cuales están las funciones Beta, Gama, Lognormal y Normal o Gaussiana, principalmente. Finalmente, se compararon las curvas de fragilidad para los distintos elementos de cada uno de los puentes, también se compararon las diferencias de curvas para un elemento ante distintos escenarios sísmicos y las curvas de fragilidad obtenidas para las distintas

tipologías de los puentes seleccionados, en este caso se utilizó un índice de daño global de la estructura propuesto por Park *et al.*

Para poder hacer una comparación entre los daños en los elementos o en la estructura fue necesario establecer estados de daño asociados a los índices de daño obtenidos. Debido a que el indicador de daño se tomó del índice de daño de Park y Ang (1987), se utilizaron los índices de daño propuestos por estos mismos autores, en donde establecen que se considera que un elemento está “sin daño” cuando $ID < 0.1$, se tiene un daño “menor” cuando $0.1 \leq ID < 0.25$ (en donde se tienen grietas ligeras en todo el elemento o estructura), se tiene un daño moderado cuando $0.25 \leq ID < 0.4$ (con grietas severas y desprendimientos del concreto de recubrimiento), se considera un daño “severo” cuando $0.4 \leq ID < 1$ (aquí ocurre aplastamiento del concreto y se ve el refuerzo del elemento) y, por último, se considera “colapso” cuando $ID \geq 1$.

La primer comparación hecha en este trabajo relaciona las probabilidades de daño en cada elemento de los puentes para los cuatro escenarios sísmicos, esto se hace con la finalidad de verificar cual es el elemento con una mayor probabilidad de sufrir un estado de daño mayor. En el caso del puente Motín de Oro, el cual tiene diferencias en la longitud de las pilas entre los 4.11 m y 4.46 m, al comparar las curvas de fragilidad de las tres pilas se observa que la probabilidad de daño aumenta a medida que la longitud de la pila va disminuyendo. Esta misma tendencia se observa en los cuatro escenarios sísmicos considerados, con aceleraciones máximas de 396 gal, 140 gal, 69 gal y 226 gal, respectivamente.

En el caso del puente “Sin nombre”, se graficaron de manera conjunta las curvas de fragilidad de tres grupos de pilas (26 pilas en total, de igual longitud), las cuales varían por la ubicación de la pila. El grupo 1 es el de las pilas externas, conformadas por todas las pilas que se ubican en la periferia del puente, el grupo 2 está conformado por los elementos ubicados a un lado de los elementos externos y el grupo 3 está conformado por las pilas ubicadas en el centro del puente. Con las curvas de fragilidad se pudo observar que las pilas centrales son las más propensas a dañarse para este puente.

La segunda comparación de las curvas de fragilidad se hizo con el fin de determinar que escenario sísmico, con distintas características, tiene una probabilidad mayor de dañar a los elementos de una estructura con una tipología en particular. Para el caso del puente Motín de Oro, la curva obtenida del escenario sísmico con la mayor aceleración máxima (sismo 1, 396 gal) es el sismo que establece una mayor probabilidad de que se dañen los elementos del puente. Como ejemplo, en el elemento más propenso a daño (elemento 12) se tiene que la probabilidad de que el elemento sufra un daño “Menor” ($ID \geq 0.1$) es del 100%, lo que indica que la estructura se dañará ante cualquier sismo de características similares a los sismos 1 (396 gal), 2 (140 gal) y 4 (226 gal). El sismo 3 se desechó, ya que los valores obtenidos de daño resultaron menores a 0.1; debido a que el programa no registra esos valores, no es posible ajustar una función de distribución de probabilidad. Otros resultados interesantes de esta comparación es la probabilidad de que el elemento más propenso a daño tenga un daño “Severo o mayor”, para este caso las probabilidades de sufrir dicho estado de daño son del 50%, 0% y 11%, ante los escenarios sísmicos 1 (396 gal), 2 (140 gal) y 4 (226 gal), respectivamente. Se observa que para un sismo de características similares al sismo 1, la probabilidad de daño en el elemento es del 50%, una probabilidad muy alta, y para el sismo 2, la probabilidad de que se dañe severamente es prácticamente nula. En este caso se cumple que el daño depende de la aceleración máxima del sismo.

Para el puente “Sin nombre” se seleccionaron los elementos centrales para comparar las curvas de fragilidad, ya que como se mencionó, estos son los elementos más propensos a dañarse. Al graficarse las curvas de fragilidad correspondientes a los escenarios sísmicos 1, 2 y 4 se observó claramente que el sismo de mayor aceleración (sismo 1, 396 gal) es el escenario sísmico que tiene una mayor probabilidad de provocar daño, ya que la probabilidad de tener un daño “Menor” es del 13%, mientras que la probabilidad de tener un daño “Moderado” es del 72% y la probabilidad de que se tenga al menos un daño “Severo” es del 15%. Cabe destacar el hecho de que para este tipo de puente el sismo que ocasionó un menor daño es el sismo 4 (226 gal) a pesar de que su aceleración máxima es mayor a la del sismo 2 (140 gal). Esto se debe a la relación entre las características propias de la estructura y la excitación, como podrían ser la duración de la fase intensa, el periodo de la estructura, etc. Para observar esto, se obtuvo de la grafica, que existe una probabilidad de que los elementos de la estructura tengan un daño “Menor” ante el sismo 2 del 58%, mientras que para el sismo 4 la probabilidad es de 96%.

La última de las comparaciones se hizo para las dos tipologías consideradas en el análisis, esto se hizo mediante la aproximación de un índice de daño global que represente el daño en la estructura completa. Este índice global es propuesto por Park *et al.*, donde se asumen factores de pesos en función a los índices de daño en cada elemento. Se compararon las dos tipologías estructurales para los tres escenarios sísmicos considerados 1, 2 y 4. Las tipologías estructurales se diferencian principalmente en el tipo de superestructura (sección cajón y vigas tipo AASTHO), la continuidad y discontinuidad en la superestructura y la subestructura (pilas tipo muro y ejes de pilas circulares). En el primer escenario sísmico (396 gal), se observa que la tipología de puente Motín de Oro es la más propensa a daño, ya que la probabilidad de que se tenga un daño “Moderado” es del 53% y la probabilidad de un daño “Severo” es del 38%, mientras que en el puente “Sin nombre” las probabilidades son del 67% y del 8% para los mismos estados de daño.

En el segundo escenario sísmico (con aceleración máxima de 140 gal), cambió la tendencia, siendo el puente “Sin nombre” el más propenso a daño, para este escenario sísmico las probabilidades de tener un daño menor a “Severo” son del 100%, por lo que se considera que para este tipo de tipología un escenario sísmico de características similares al sismo 2 tiene una probabilidad nula de que se tenga un daño “Severo” en estructuras similares a la estudiada. Por otra parte, la probabilidad de que se tenga un daño moderado en el puente Motín de Oro es del 6%, mientras que para el otro puente se tiene una probabilidad del 31%, lo que indica la mayor probabilidad de daño en la estructura discontinua que en la continua.

En el último escenario sísmico (226 gal), nuevamente el puente Motín de Oro es aquel que tiene una mayor probabilidad de dañarse, ya que en este se tiene una pequeña pero existente probabilidad de que el puente se dañe severamente con un 6% de probabilidad. Caso contrario, ocurre en el puente “Sin nombre”, en donde existe un 100% de probabilidad de que el puente no sufrirá un daño “Menor”. En el caso del puente Motín de Oro la mayor probabilidad está en que el puente sufra un daño “Moderado” con una probabilidad del 55%.

Las conclusiones para las tipologías estructurales seleccionadas son:

- Para estas tipologías de puentes las funciones de distribución ajustadas a los daños fueron principalmente funciones tales como la función Beta, Gama, Lognormal y en pocos casos la distribución Normal.

- Cuando se tienen distintas alturas en las pilas, las probabilidades de daño varían con respecto a la altura de la pila. Para el caso del puente en estudio, a medida de que la altura de las pilas disminuye la probabilidad de daño aumenta.
- Para el caso donde se tienen ejes de pilas, las probabilidades de daño aumentan a medida de que las pilas se encuentran ubicadas en el centro de la estructura, esto se hizo en pilas con alturas iguales para comparar el daño en las distintas posiciones de las pilas.
- Las probabilidades de daño ante distintos escenarios sísmicos no siempre están relacionadas con las aceleraciones máximas del registro, como se asocia comúnmente. En algunos casos de estructuras con específicas tipologías sucede esto, pero en otros casos existen otros parámetros que afectan las probabilidades de daño, tales como la duración de la fase intensa del sismo, las frecuencias del registro o las características dinámicas de la estructura.

Para futuras líneas de investigación, se puede complementar el trabajo mediante:

- La inclusión de más tipologías estructurales para comparar con otros modelos estructurales o verificar las que ya se tienen.
- Considerar daño en otros elementos estructurales que también son propensos a dañarse, tales como, apoyos intermedios y apoyos en los estribos o en los estribos mismos, daños en las cimentaciones, entre otros.
- Considerar un mayor número de escenarios sísmicos ya que en este caso solo se consideraron cuatro de los cuales uno no proporcionó datos suficientes para ser tomado en cuenta. Sería interesante incluir sismos de diferentes fuentes, mecanismos, etc.
- Para una misma tipología estructural la variación de los elementos de la subestructura tales como las pilas, variando las dimensiones, las formas y las longitudes. Con esto se considerarían diferentes puentes con la misma tipología.
- Comparar distintos índices de daño para ver cual representa de mejor manera el daño que se puede presentar en una estructura ante distintos niveles de demanda sísmica. Buscar calibraciones de los índices de daño y los estados de daño.

REFERENCIAS

Álvarez, J. J. y A.C. Aparicio (2003). *Comportamiento sísmico de puentes arco. Un panorama del estado del conocimiento*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 68 páginas 21-53.

Ang, A. y W. Tang (2007). *Probability concepts in engineering. Emphasis on applications to civil and environmental engineering, 2nd edition*. Edit. Wiley.

Arqhys (2010). *Modelo de hysteresis, Takeda*. <http://www.arqhys.com/>.

ATC (1985), *Earthquake damage evaluation data for California*. American Technology Council Report. No. 13.

Banon, H., J. Biggs e H. Irvine (1981). *Seismic damage in reinforced concrete frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 17, 9, 1713.

Barbat, A. y L. Pujades (2004). *Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona*. 6to Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica.

Barbat, A. L. Orosco, J. Hurtado y M. Galindo (1994). *Definición de la acción sísmica*. Monografía CIMNE IS-10.

Barker, R. y J. Puckett (2007). *Design of Highway Bridges an LRFD Approach, Second edition*. Edit. Wiley.

Bazán, E. y R. Meli (2009). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa.

Bazöz, N. y A. Kiremidjian (1998). *Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes*. Technical Report MCEER, Department of Civil Engineering Stanford University Stanford, California.

Bonett, R., A. Barbat y L. Pujades (2004). *Curvas de fragilidad sísmica para edificios tradicionales de mampostería no reforzada de Barcelona, España*. 6to Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica.

Bonett, R., R. León (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis doctoral. <http://www.tesisenred.net/TDX-1222103-092523>.

Bonett, R. y L. Pujades (2002). *Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y España*. Revista Internacional de Métodos Numéricos Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 18, 2, 297-308.

Bracci, J. A. Reinhorn, J. Mander, y S. Kunnath (1989). *Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures*. Technical report, NCEER-89-0033, University of New York, Buffalo.

Canavos, G. (1988). *Probabilidad y estadística aplicaciones y métodos*. McGraw-Hill/Interamericana.

Carr, A. (2003). *Manual del programa RUAUMOKO 3D*. University of Canterbury, Department of Civil Engineering.

Carr, A. (2003). *Manual del programa SIMQKE*. University of Canterbury, Department of Civil Engineering.

Carreño, E., B. Bravo, A. Suárez y J. M. Tordesillas (1999). *Registro y tratamiento de acelerogramas*. Instituto Geográfico Nacional, física de la tierra.

Chang, K-C., D-W. Chang, M-H. Tsai y Y-C. Sung (2000). *Seismic performance of highway bridges*. Earthquake engineering and Engineering Seismology, Vol. 2, No. 1, pp. 55-77.

Cheong, H. K. y S. H. Perry (1993). *Cyclic loading of laterally confined concrete columns*. Technical Notes, Materials and Structures, 26, 557-562, Nanyang Technological University, Singapore.

Chung, Y., M. Shinozuka y C. Meyer (1988). *SARCF User's guide seismic analysis of reinforced concrete frames*. Technical Report, NCEER-88-0044, Buffalo.

Colombi. M., B. Borzi, M. O. Crowley, F. Meroni y Pinho R. (2008). *Deriving vulnerability curves using Italian earthquake damage data*. Bull Earthquake Eng, Vol. 6, P. 485-504.

Consenza, E. y G. Manfredi (2000). *Damage indices and damage measures*. Prog. Struct. Engng. Mater. Vol. 2, pp. 50-59.

Crisafulli, F. y E. Villafane (2002). *Espectros de respuesta y diseño*. Universidad Nacional de Cuyo, facultad de ingeniería.

Datta, D. y S. Ghosh (2008). *Estimating Park-Ang damage Index using equivalent systems*. The 14th World Conference on Earthquake engineering Beijing, China.

DiPasquale, E. y A. S. Cakmak (1990). *Seismic damage assessment using linear models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokyo, Japan.

Dutta, A. y J. B. Mander (1998). *Seismic fragility analysis of highway bridges*, Center-to-center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokyo, Japan.

Deodatis, G. and V. Saxena (2000). *Effect of Spatial variability of ground motion on bridge fragility curves*. 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural reliability.

Der Kiureghian, A. (2002). *Bayesian methods for seismic fragility assessment of lifeline components*. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, 128(4), 526-532.

Dolce, M. (2005). *Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies*. Engineering Structures 28, pp. 357-371.

Dong, P., P. J. Moss y A. J. Carr (2003). *Seismic structural damage assessment of reinforced concrete ductile framed structures*. Pacific Conference on Earthquake Engineering, No. 075.

Estrada, J. L. y E. Reinoso (2005). *Desplazamientos relativos longitudinales en pilas de puentes*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 72, páginas 25-44.

Frias, R. (2007). *Rehabilitación y refuerzo de puentes en México*. 1er Simposio Internacional de Diseño de Puentes, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México.

Friedland, I. M., I. G. Buckle y G. C. Lee (2002). *Highway bridge seismic design: summary of FHWA/MCEER project on seismic vulnerability of new highway construction*. Earthquake engineering and engineering vibration, Vol.1 No. 1.

Gama, A., B. Gómez y J. Aguirre (2009). *Análisis de peligro sísmico para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Puebla.

Gama, R. (1998). *Curso Básico de Statgraphics Plus, Versión 5.0*. Servicio Informático de Apoyo a la Docencia e Investigación. Universidad Computense de Madrid.

Giovinazzi, S. y S. Lagomarsino (2006). *Vulnerability methods and damage scenario for seismic risk analysis as support to retrofit strategies: an European perspective*. NZSEE Conference.

Golafshani, A., A. Bakhshi y M. R. Tabeshpour (2005). *Vulnerability and damage analysis of existing buildings*. Asian Journal of Civil Engineering, Vol. 6. Nos. 1-2. pages 85-100.

Gómez, C. (2002). *Riesgo sísmico de puentes de hormigón armado de sección cajón y vanos múltiples*. Tesis doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

Gómez, C., S. Oller y A. Barbat(2003). *Evaluación de la vulnerabilidad del puente Warth en Austria*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Universidad Politécnica de Barcelona, España.

González, O. M. y F. Robles (2006). Aspectos fundamentales del concreto reforzado (4ta ed.). México: Limusa.

Hasselman, T., R. Eguchi y J. Winggins (1980). Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment, Technical Report, No 80-1332.

Huerta, B. y E. Reinoso (2002). *Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 66 45-72.

Hurtado, J. E., A. Barbat y J. Cañas (1996). *Simulación de acelerogramas compatibles con espectros de energía sísmica inducida*. Revista de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería Vol. 12, 1, 73-91.

Hwang, H. J. Bo Liu. y Y. Chiu (2001). *Seismic fragility analysis of highway bridges*. Mid-America Earthquake Center, Technical Report.

Hwang, H. S. Pezeshk (2001). *Generation of synthetic ground motion*. Mid-America Earthquake Center Technical Report MAEC RR-2 Project.

Jara, J. M., Jara M. y A. Galván (2009). *Vulnerabilidad sísmica de puentes de la red carretera nacional*. 2do Simposio Internacional de Diseño de Puentes.

Jennings, P. C., G. W. Housner y N. C. Tsai (1968). *Simulated Earthquake Motions*. California Institute of Technology, April 1968.

Jernigan, J. B., y H. M. Hwang (2002). *Inventory and fragility analysis of Memphis bridges*, Center for Earthquake research and Information, The university of Memphis, Technical Report.

Karim, K. R. y F. Yamazaki (2000). *Comparison of empirical and analytical fragility curves for rc bridges in Japan*. 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability.

Karim, K. R. y F. Yamazaki (1999). *Development of analytical fragility curves for rc bridge piers using strong motion records*. Institute of Industrial Science, The University of Tokyo.

Karim, K. R. y F. Yamazaki (2003). *Effect of isolation on fragility curves of highway bridges based on simplified approach*. Soil dynamics and Earthquake Engineering 27.

Kempton, J. J. y J. P. Stewart (2006). *Prediction equation for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects*. Earthquake Spectra, Vol. 22, No 4, pages 985-1013.

Kim, S. H (2003). *Fragility curves for seismically retrofitted concrete bridges*. Pacific Conference on Earthquake Engineering. University of California, Irvine, USA.

Kiremidjian, A. y N. Bazös (1997). *Evaluation of bridge damage data from recent earthquakes*. The Quarterly Publication of NCEER, Vol. 11. No. 2.

Liao, W. y C. Loh (2004). *Preliminary study on the fragility curves for highway bridges in Taiwan*. Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 27, No. 3, pp. 367-375.

Mackie, K. R. y B. G. Nielson (2009). *Uncertainty quantification in analytical bridge fragility curves*. Lifeline Earthquake in a Multihazard Environment.

Maldonado, E., I. Gómez y G. Chio (2007). *Funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de mampostería utilizando técnicas de simulación*. Dyna, año 75, No. 155, pp. 63-76. Medellín.

Mander, J. B. *Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges*. University at Buffalo, State University of New York.

Melchers, R. E. (2001). *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley and Sons Ltd. West Sussex, England, second edition.

Mena, U. (2002). *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Tesis doctoral, <http://www.tesisenred.net/TDX-0731102-154531>.

Moore, H. (2007). *Matlab para ingenieros*. México: Pearson Educación.

Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis doctoral. <http://www.tesisenred.net/>.

Nasserasadi, K., M. Ghafory-Ashtiany, S. Eshghi y M. R. Zolfaghari (2009). *Developing seismic fragility function of structures by stochastic approach*. Asian Journal of Civil Engineering Vol. 10, No. 2, pages 183-200.

Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*. Tesis doctoral, School of Civil and environmental Engineering Georgia Institute of Technology, 2005.

Nielson, B. G. y R. DesRoches (2007). *Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and Southeastern United States*. Earthquake Spectra, Volume 23, No. 3, pages 615-633.

Nogami, Y., Y. Murono y T. Sato (2008). *Seismic response analysis of RC structures considering strength degradation caused by cyclic loading*. The 14th World Conference on Earthquake engineering, Beijing, China.

Olmos, B. A., J. M. Jara y J. M. Roesset (2010). *Effects of isolation on the seismic response of bridges designed for two different soil types*. Bull Earthquake Eng. Universidad de San Nicolas de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

Orozco, L., M. H. Orozco y A. Barbat (2004). *Generación de acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local*. Cuadernos de la Facultad de Ingeniería e informática UCS n 1.

Pacheco, J. F., et al. *Sismicidad del centro y sur de México (período Julio a diciembre, 2003)*. Servicio Sismológico Nacional, GEOS, 2003, Vol. 23, No. 3, p. 310-316.

Park, Y. J. y A. H-S. Ang (1985). *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 740- 755.

Padgett, J. E. y R. DesRoches (2008). *Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 37:1157-1174.

Paulay, T. y M. J. N. Priestley (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*. John Willey and Cons, New York.

Priestley, M. J. N. y G. M. Calvi (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley and Sons, INC.

Priestley, M. J. N. y R. Park (1989). *Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading*. ACI Structural Journal, Technical Paper, Title No 84-S8

Ramírez, A. y J. Aguirre (2008). *Modelado de la fuente sísmica del sismo de Tecmán del 21 de enero de 2003 utilizando el método de las funciones de Green empíricas*. Revista de Ingeniería Sísmica No 79 49-69.

Reynaldo, M. P. (2008). *Risk Assessment of highway bridges: a reliability-based approach*. The Technology Interface Journal/Winter Special Issue, Vol. 10, No. 2, ISSN# 1523-9926, 2009.

Rivera, D. y Meli, R. *Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 79 páginas 1-23.

Rodríguez, M. E. y D. Padilla (2006). *Índice de daño por sismo para edificaciones de concreto reforzado*. Instituto de Ingeniería UNAM, SID/652.

Rosangel, M. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis doctoral, <http://www.tesisenred.net/TDX-0702107-165654>.

Ruiz-García, J. y E. Miranda (2003). *Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 69, 1-23.

Saadatmanesh, H. M. R. Ehsani. y M. W. Li (1994). *Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps*. ACI Structural Journal, Technical Paper, title No. 91-S43.

Sadenghi, K. y F. A. Nouban (2010). *Simplified energy based damage index for structures subjected to cyclic loading*. International Journal of Academic Research. Vol. 2. No. 3.

Safina S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Tesis Doctoral, http://www.tesisenxarxa.net/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0225103-164824/.

Sheldon M. (2000) *Introduction to probability and statics for engineers and scientists*, 2nd edition. Harcourt, Academic Press.

Shinoj, A., K. Sajal y A. Dutta (2006). *Seismic vulnerability assessment of railway overbridge using fragility curves*. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.

Shinozuka, M. (2003). *Effect of seismic retrofit of bridges on transportation networks*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 2, No. 2.

Shinozuka, M., M. Q. Feng, H. Kim y T. Ueda (2001). *Statical analysis of fragility curves*. Departament of Civil and Enviromental Engineering, University of Southern California Los Angeles, California.

Singhal, A. S. Kiredmijian (1995). *Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage*. Journal Of Structural Engineering, ASCE, No 12, 1459-67.

Vázquez, R., J. Aguirre, H. Mijares, V. H. Garduño y E. Arreygue (2006). *Propuesta de microzonificación sísmica de la ciudad de Zamora Michoacán*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F.

Vibrationdata (1999), <http://www.vibrationdata.com/>. Loma Prieta and Northridge Earthquake.

Walpole R., R. Myers, S. Myers y K. Ye (2007). *Probability and Statics for engineers and scientists. Eighth edition*. Pearson, Prentice Hall.

Wen, Y. K., A. H-S. Ang, y J. Park (1988). *Seismic damage analysis and design of reinforced concrete buildings for tolerable damage*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.

Xanthakos, P. (1994) *Theory and design of bridges*. Edit. WILEY.

Yamazaki, F., T. Hamada, H. Motoyama y H. Yamauchi (1999). *Earthquake Damage Assessment of Expressway Bridges in Japan*. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph, p 361–370.

Zhang, J., Y. Huo, S. J. Brandenberg y P. Kashighadi (2008). *Effects of structural characterizations on fragility functions of bridges subject to seismic shaking and lateral spreading*. Earthquake Engineering and Engineering vibration Vol. 7, No. 4.